



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

PETRI KORTELAINE

KORKEIDEN RAKENNUSTEN VASTE TUULIKUORMITUKSESSA

Diplomityö

Tarkastajat:

Professori Ralf Lindberg

DI Markku Raiskila

Tarkastajat ja aihe hyväksytty

Rakennetun ympäristön tiedekunta-
neuvoston kokouksessa 15.08.2012

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

KORTELAINEN, PETRI: Korkeiden rakennusten vaste tuulikuormituksessa.

Diplomityö, 153 sivua, 52 liitesivua

Marraskuu 2012

Pääaine: Rakennetekniikka

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg, DI Markku Raiskila

Avainsanat: tuulikuormitus, korkeat rakennukset, rakenteiden dynamiikka, satunnainen värähtely

Tuulen vaikutusten merkitys rakennesuunnittelussa kasvaa merkittävästi rakennusten korkeuden kasvaessa. Korkeissa rakennuksissa tuulen turbulenttisuus voi aiheuttaa myös merkittävää värähtelyä. Tämän työn tarkoitus on selvittää tuulen aiheuttaman värähtelyn arviointimenetelmiä sekä tuulitekniikan alaa yleensä korkeiden rakennusten rakennesuunnitteluun liittyen. Tutkimus tehdään pääosin kirjallisuusselvityksenä, mutta siihen sisältyy myös mitoitustapavertailua ja esimerkkikohteen suunnittelun lähtökohtien esittelyä. Tavoitteena on luoda riittävän kattava tiivistelmä alaan liittyvistä aiheista ja esitellä mitoituksessa yleisesti käytettyjä menetelmiä.

Työssä on esitelty tuulitekniikan, rakenteiden dynamiikan ja satunnaisen värähtelyn teorioita selvittämään tuulivärähtelyn taustoja. Lisäksi työssä on käsitelty rakennusten tuulivärähtelymitoitusta erilaisten normien ja teorioiden mukaisesti. Normimitoituksen osalta on pääosin keskitytty Suomessa käytetyn Eurokoodin EN1991-1-4 mukaiseen tuulimitoitukseen. Normimitoituksessa ilmenevien yleistysten ja rajoitusten vuoksi käytännössä päädytään usein käyttämään kokeellista tuulitunnelitestaukseen, joten myös kokeellisen mitoituksen eri menetelmiä ja periaatteita on käsitelty työn eri kohdissa.

Kirjallisuustutkimuksen tuloksena on kerätty työn teoriaosuuteen hyödyllistä tietoa eri aiheista johdatuksena korkeiden rakennusten tuulivärähtelyn arviointiin. Lisäksi työssä on esitetty perusteita värähtelyn muodostumisesta syistä, vaikutuksista ja arviointikriteereistä. Työssä tehdyn normivertailun perusteella on selvää, että analyttinen normimitoitus ei sovellu kaikkien korkeiden rakennusten mitoitukseen niiden epälineaaristen rakenteiden vuoksi. Erityisesti tuulen suuntaan nähden poikkisuuntainen värähtely on vaikeasti määritettävissä ilman kokeellista mitoitusta. Muihin normeihin verrattuna konservatiiviseksi osoittautunut Eurokoodimitoitus soveltuukin itsenäisesti lähinnä matalampien, alle 100 metristen rakennusten suunnitteluun ja mahdollisesti alle 200 metristen rakennusten esisuunnitteluun sekä tukemaan muiden menetelmien tuloksia. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että useimmat korkeat rakennukset on syytä suunnitella tuulitunnelitestauksen menetelmiä käyttäen.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

KORTELAJNEN, PETRI: Wind-Induced Response of Tall Buildings

Master of Science Thesis, 153 pages, 52 Appendix pages

November 2012

Major: Structural Design

Examiner: Professor Ralf Lindberg, M.Sc (Tech.) Markku Raiskila

Keywords: wind loads, tall buildings, structural dynamics, random vibration

In designing structures for wind, the height of the building has a significant impact on the results. Tall buildings often experience notable wind-induced vibration due to turbulence. This thesis introduces the concepts behind wind engineering and vibration analysis of tall buildings. The study consists mainly of literature research, but it also includes comparison between design methods and a general description of an actual design project. The goal of this study is to cover the main aspects in the field of wind-induced vibration in tall buildings and introduce the most common methods used in the design.

The study covers the basic theories and concepts of wind engineering, structural dynamics and random vibration to clarify the basis of wind-induced vibrations. Also different code-based methods for vibration design are introduced and compared. More thorough consideration is given for design methods in Eurocode EN1991-1-4 that is currently being used in Finland for wind design. Due to several generalizations and limitations appearing in code-based wind design, it often is not applicable to tall building design. More versatile and useful wind-tunnel testing is therefore also described, with its different methods and basic concepts.

As a result of the literature study useful information is put together in the first chapters as an introduction to wind-induced vibration in tall buildings. Also several methods for estimating the reasons of vibration, effects on buildings and setting the acceptable criteria are described. Based on the code-method examination and comparison in the study it is obvious that in many cases code-design is not applicable to estimating tall building response in non-linear structures. Across-wind response in tall buildings is shown to be especially cumbersome to estimate without wind-tunnel testing. Eurocode-based design is found to be more conservative compared to other methods used in the study. The result suggest that Eurocode-based design independently is used only for buildings less than 100 meters tall and for buildings less than 200 meters tall to support the results obtained by more suitable methods. Effectively this leads to the use of wind-tunnel testing in most of tall building design projects.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty opinnäytteenä Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan laitokselle diplomi-insinöörin tutkintoa varten. Työ on tehty A-Insinöörit Oy:n toimeksiantona.

Diplomityön ohjaajina ja tarkastajina ovat toimineet professori Ralf Lindberg Tampereen teknillisestä yliopiston rakennustekniikan laitokselta ja diplomi-insinööri Markku Raiskila A-Insinöörit Oy:stä Tampereelta.

Haluan lämpimästi kiittää työni tarkastajia sekä muita työn kommentointiin osallistuneita. Lisäksi haluan kiittää A-Insinöörit Oy:n työntekijöitä arvokkaasta tuesta sekä mahdollisuudesta toteuttaa työni tästä mielenkiintoisesta ja haastavasta aiheesta.

Tampereella 16. lokakuuta 2012

Petri Kortelainen

SISÄLLYS

1	Johdanto.....	1
1.1	Tutkimuksen tausta.....	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet	2
1.3	Rajaukset.....	2
1.4	Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen tuotokset.....	2
2	Tuulen aiheuttama kuormitus ja vaikutukset rakennuksiin	5
2.1	Tuulen ominaisuudet	5
2.1.1	Tuulen keskinopeuden vaihtelu	6
2.1.2	Tuulen turbulenttisuus	10
2.1.3	Ilmavirtauksen ja rakennuksen vuorovaikutus	12
2.1.4	Rakennusten tuulitunnelitestaus	18
2.1.5	Laskennallinen virtausmallinnus	20
2.2	Rakennuksen tuulivaste	21
2.2.1	Rakennuksen tuulikuormien arviointi.....	21
2.2.2	Rakennuksen värähtely	25
2.2.3	Käyttörajan vaatimukset.....	27
2.2.4	Murtorajan vaatimukset	30
3	Rakennusten dynaamiset ominaisuudet.....	33
3.1	Rakenteiden dynamiikan perusteita.....	33
3.1.1	Yhden vapausasteen vapaa värähtelijä.....	34
3.1.2	Yhden vapausasteen pakkovärähtelijä	37
3.1.3	Monen vapausasteen värähtelijä.....	41
3.2	Satunnainen värähtely.....	45
3.2.1	Jaksollinen satunnainen prosessi	46
3.2.2	Stationäärinen satunnainen prosessi	47
3.2.3	Suora aikaintegrointi.....	50
3.3	Dynaamisten ominaisuuksien määrittäminen	52
3.3.1	Korkeiden rakennusten runkojärjestelmät.....	52
3.3.2	Rakenteen jäykkyys ja massa	57
3.3.3	Rakenteellinen vaimennus	61
3.3.4	Ominaisuuksien kokeellinen määrittäminen	64
3.4	Ulkoinen vaimennus	66
3.4.1	Vaimennusjärjestelmät.....	66
3.4.2	Viskoosinen ja viskoelastinen lisävaimennus	67
3.4.3	Massavaimennus	71
3.4.4	Käytännön sovellutuksia	77
3.4.5	Hyödyt tuulikuormituksessa.....	81
4	Vasteen määrittäminen	83
4.1	Mitoitusongelman määrittäminen	84
4.1.1	Tuulivärähtelyn tarkastelun perusteet.....	85

4.1.2	Värähtelymitoituksen tarvittavat lähtötiedot.....	87
4.2	Paikan tuuliolosuhteiden määrittäminen.....	87
4.2.1	Tuulitietojen ilmoittaminen.....	87
4.2.2	Tuulidatan muunnokset.....	89
4.2.3	Tuuliolosuhteiden arviointi.....	90
4.2.4	Äärimmäiset tuulennopeudet Suomessa	91
4.3	Tuulitunnelitestaus	92
4.3.1	Tuulitunnelitestauksen perusteet	92
4.3.2	Tuulitunnelitestauksen suoritus.....	93
4.3.3	Testausmenetelmät	96
4.3.4	Tulosten käsittely.....	101
4.4	Rakennuksen laskentamallin määrittäminen.....	104
4.4.1	Rakennusten dynaamiset ominaisuudet	105
4.4.2	Rakennusten analyysimallin tarkkuus	106
4.4.3	Epälineaariset rakenteet	108
4.5	Rakennuksen vasteen laskenta ja analysointi.....	109
4.5.1	Spektrianalyysi	109
4.5.2	Suora aikaintegrointi.....	110
4.5.3	Ekvivalentti staattinen kuormitus	111
4.5.4	Vasteen tulosten käsittely ja esittäminen	112
4.5.5	Vasteen normimitoitus.....	113
4.6	Eurokoodin mukainen värähtelymitoitus.....	116
4.6.1	Kokeellinen mitoitus Eurokoodin mukaan	121
5	Lähtötietojen vaikutukset	123
5.1	Tuuliolosuhteet.....	124
5.2	Rakennuksen korkeus	125
5.3	Rakennuksen dynaamiset ominaisuudet	126
5.4	Rakenteellinen ja ulkoinen vaimennus	127
5.5	Vertailun yhteenvedo	128
6	Esimerkkikohteen värähtely	131
6.1	Rungon analyysimalli	132
6.2	Tuulikuorma.....	134
6.3	Vasteiden laskenta.....	136
6.4	Vaihtoehtorunkojen ja -korkeuksien vertailu.....	139
7	Johtopäätökset ja yhteenvedo	143
7.1	Johtopäätökset ja jatkotutkimukset	143
7.2	Tutkimuksen puutteet	144
7.3	Yhteenvedo	144
	Lähteet.....	147
	Liitteet	153

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

aerodynamiikka	Dynamiikan osa-alue, joka tutkii ilman liikettä sekä sen vaikutuksia kiinteisiin kappaleisiin.
aeroelastisuus	Kiinteän elastisen kappaleen ja ilmavirtauksen vuorovaikutus, jossa molemmat osapuolet aiheuttavat muutoksia toisiinsa, kunnes tasapaino (staattinen tai dynaaminen) löytyy.
anemometri	Mittalaite tuulen tai muun ilmavirtauksen mittaamiseen. Anemometreja on erityyppisiä, esimerkiksi mekaanisia, elektronisia sekä optisia.
ASCE	American Society of Civil Engineers, Yhdysvaltalainen rakennusinsinöörien ammattiyhdistys.
Bernoullin laki	Lain mukaan virtauksen kokonaisenergia on vakio, eli kiineellinen energia muuttuu staattiseksi paineeksi ilman häviötä.
BLWT	Boundary Layer Wind Tunnel, ks. rajakerrostuulitunneli.
d'Alembertin periaate	Klassisen fysiikan liikelaki ja virtuaalisen työn dynamiikan analogia, jonka mukaan systeemiin vaikuttavien voimien ja systeemin massan ja kiihtyvyyden tulon, eli liikemäärän aikaderivaatan, summa on nolla.
Diracin deltafunktio	Diracin deltafunktio on jakaumafunktio ja sen kuvaaja on äärettömän terävä piikki, jonka alle jäävä pinta-ala on 1.
HFBB	High Frequency Base Balance, tuulitunnelitestauksen menetelmä, jossa mallin kokonaiskuormitus määritetään erittäin herkillä vaa'alla mallin pohjasta ajan suhteen.
HFFB	High Frequency Force Balance, tuulitunnelitestauksen menetelmä, jossa mallin kokonaiskuormitus määritetään sen sisältä erittäin herkillä kuormitusantureilla ajan suhteen.

HFPI	High Frequency Pressure Integration, tuulitunnelitestauksen menetelmä, jossa mallin kuormitus määritetään painemittauspisteistä mallin pinnoilla ajan suhteen.
jaksottainen prosessi	Mielivaltainen, esimerkiksi harmoninen tai satunnainen, samanlaisena kerta toisensa jälkeen toistuva tapahtuma. (<i>eng. periodic process</i>)
JIA	Japan Insitute of Architects, (käytetty myös muodossa AIJ) Japanin arkkitehtijärjestö.
Kelvin-malli	(Kelvin-Voigt -malli) on materiaalimalli, jossa materiaalilla on sekä elastisia että viskooseja ominaisuuksia ja jossa nämä komponentit ovat rinnan kytkettynä.
korkea rakennus	Ympäristöstä riippuen korkeaksi rakennukseksi voidaan luokitella vähintään noin 50–100 metriä korkeat rakennukset.
kriittinen vaimennusluku	Systeemin viskoosin vaimennuksen alin arvo, jolla systeemi palautuu lepotilaan ilman heilahtelua. (<i>eng. critical damping coefficient</i>)
kvasistaattinen	Kvasistaattinen prosessi tapahtuu niin hitaasti, että systeemin tilan oletetaan olevan jokaisena ajan hetkenä lähellä tasapainotilaa eli se on näennäisesti staattinen. (<i>eng. quasi-static</i>)
Lagrangen yhtälöt	(Euler-Lagrangen yhtälöt) ovat liikeyhtälöitä, jotka perustuvat systeemin liike- ja potentiaalienergiaan sekä ei-konservatiivisten voimien tekemään virtuaaliseen työhön.
maastoluokka	Maaston epätasaisuutta kuvaava luokitus. Maastoluokka vaikuttaa tuulen nopeusprofiiliin. (<i>eng. wind exposure category</i>)
massavaimennin	Systeemiin liitetty ulkopuolinen värähtelijä, jonka tarkoitus on pienentää pääsysteemin värähtelyn amplitudia ja kiihtyvyyttä. (<i>eng. mass damper</i>)
Mathcad	PTC – ohjelmistoyhtiön matematiikkaohjelmisto.
Matlab	MathWorks – ohjelmistoyhtiön tekninen laskentaohjelmisto.

Maxwell-malli	Materiaalimalli, jossa materiaalilla on sekä elastisia että viskooseja ominaisuuksia ja jossa nämä komponentit ovat sarjaan kytkettynä.
Monte Carlo – simulaatio	Numeerinen mallinnusmenetelmä, jossa toistetaan useita samankaltaisia satunnaisia tapahtumia ja selvitetään näiden tulosten todennäköisyyksiä.
NBCC	National Building Code of Canada, Kanadan kansallinen rakennusnormi.
Newmarkin beta-metodi	Suoran aikaintegroinnin menetelmä, jossa differentiaaliyhtälöitä ratkaistaan numeerisella integroinnilla.
nopeusprofiili	Tuulen nopeudesta muodostettu kuvaaja korkeuden suhteen. Ilmakehän rajakerroksessa tuulen nopeus nousee logaritmisesti ylöspäin mentäessä. (<i>eng. velocity profile</i>)
ominaisheilahdusaika	Systeemin vapaan värähtelyn täyden oskillaation viemä aika. (<i>eng. natural period</i>)
ominaismuoto	Systeemin värähtelyn muoto, jossa systeemin pisteet liikkuvat sinimuotoisesti vastaavalla ominaistajuudella. (<i>eng. mode, normal mode</i>)
ominaistajuus	Taajuus, jolla systeemi värähtelee ilman ulkoista kuormitusta. (<i>eng. natural frequency</i>)
perustuuli	Ilmoitustavasta riippuva, yleensä joko 3 sekunnin, 10 minuutin tai 60 minuutin suurin tuulen nopeuden keskiarvo 10 metrin korkeudella mitattuna tietyssä maastoluokassa (esim. Eurokoodissa maastoluokka II)
puuska	Äkillinen ja nopeasti ohi menevä tarkastelupisteessä havainnoitu tuulen voimistuminen. (<i>eng. gust</i>)
pyörre	Pyörteinen tai kaareutuva virtaus, joka voi olla joko laminaarinen tai turbulentti. (<i>eng. vortex, eddy</i>)
pyörrerata	Kármán pyörrerata syntyy vuorottelevasta pyörteiden irtoamisesta kappaleen eri puolilta. (<i>eng. vortex street, von Kármán vortex street</i>)

rajakerros	Ilmakehän rajakerros on ilmakehän alin osa, jonka virtaukseen maan ja veden pinta vaikuttaa. Rajakerroksen korkeus vaihtelee paikan ja säätilan mukaan ja tuulen nopeusprofiili siinä on yleensä logaritminen. (<i>eng. boundary layer</i>)
rajakerrostuulitunneli	Tuulitunneli, jossa virtaukseen kehitetään ilmakehän rajakerrosta simuloiva nopeus- ja turbulenssiprofiili.
Rayleigh-vaimennus	Vaimennusmalli, jonka mukaan systeemin vaimennus on riippuvainen sekä massasta että jäykkyudesta.
Reynoldsin luku	Suhdeluku, joka ilmoittaa virtausosan inertiavoiman suhdetta virtausosan viskositeettiin. Luku kuvaa virtauksen kykyä pysyä koossa, eli laminaarisena.
RFEM	Dlubal Ing. Software – ohjelmistoyhtiön rakennemallinnus ja suunnitteluohjelmisto.
satunnainen prosessi	Ks. stokastinen prosessi
Scrutonin luku	Scrutonin luku on aerodynaaminen suure ja kuvaa rakenteen värähtelyherkkyyttä.
stationäärinen prosessi	Stokastinen prosessi, jonka todennäköisyysjakauma, keskiarvo tai varianssi ei muutu tarkasteluhetkestä tai -paikasta riippumatta. (<i>eng. stationary process</i>)
stokastinen prosessi	Sattumanvaraisesti etenevä tapahtuma tai lukusarja, jonka tilastollisella tutkimisella pyritään arvioimaan ennalta tuntemattoman tapahtuman vaikutuksia. (<i>eng. stochastic process</i>)
Strouhalin luku	Strouhalin luku kuvaa tietyn poikkileikkausmuodon herätevoiman taajuutta tuulen nopeuden ja poikkileikkauksen halkaisijan suhteen.
Taylorin hypoteesi	Ilman turbulenssin tutkimuksessa käytetty oletus, jonka mukaan virtauskenttä liikkuu eteenpäin muuttumattomana tarkastelukohdan ohi.
turbulenssi	Virtauksen nopeata nopeuden ja suunnan vaihtelua. (<i>eng. turbulence</i>)

tuulen paine	Tuulen aiheuttama paine kappaleen pinnalle (<i>eng. wind pressure</i>)
tuulitekniikka	Tuulitekniikka tutkii tuulen vaikutuksia rakennettuun ympäristöön. (<i>eng. wind engineering</i>)
tuulivaste	Tuulen aiheuttama reaktio rakennuksessa tai rakenneosassa. (<i>eng. wind response</i>)
vaihekulma	Systeemin vaimennussuhteesta riippuva vaihekulma kuvaa kuormituksen taajuuden ja systeemin ominaistaajuuden suhteen aiheuttamaa vaihe-eroa ja näin ollen myös kuormituksen vahvistuskerrointa. (<i>eng. phase angle</i>)
vaimennusluku	Systeemin viskoosin vaimennuksen yksikkö (<i>eng. viscous damping coefficient</i>)
vaimennussuhde	Systeemin viskoosin vaimennusluvun suhde kriittiseen vaimennuslukuun. (<i>eng. critical damping factor</i>)
vastespektri	Kuvaaja, jossa systeemin vaste on kuvattuna taajuuden funktiona. (<i>eng. response spectrum</i>)
virtausmallinnus	Virtausopin sovellus, jossa käytetään numeerisia keinoja ja algoritmeja virtausongelmien tarkasteluun. (<i>eng. computational fluid dynamics, CFD</i>)
viskoelastisuus	Materiaalin muodonmuutosominaisuus, joka sisältää sekä viskooseja että elastisia piirteitä. (<i>eng. viscoelasticity</i>)
viskositeetti	Suure, joka kuvaa kaasun tai nesteen kykyä vastustaa virtausta. Voidaan käsittää myös sisäisen kitkan mittayksiköksi.
värähtelymuoto	Ks. ominaismuoto

MERKINNÄT

a_L	raja-amplitudi
b	poikkileikkauksen leveys
B	taustapyörteiden vaikutusparametri
c	vaimennusluku
C	vaimennusmatriisi
C_c	poikkileikkauksen aerodynaaminen vakio
c_{cr}	kriittinen vaimennusluku
C_D	poikkileikkauksen ilmanvastuskerroin
c_d	ulkoisen vaimentimen vaimennusluku
c_f	rakennuksen voimakerroin
C_L	poikkileikkauksen nostekerroin
C_M	poikkileikkauksen momenttikerroin
C_p	painekerroin rakenteen pinnalla
c_{pe}	rakennekokonaisuuden ulkopuolinen painekerroin
c_{pi}	rakennekokonaisuuden sisäpuolinen painekerroin
c_s, c_d	rakennekerroin
D	sylinterin halkaisija tai tuulenvastainen leveys
F	kuormitusvektori
$F(\omega)$	kuormituksen Fourier-muunnos
f_n	ominaistaajuus
G	staattisen kuorman vahvistuskerroin
$G(\omega)$	systemin taajuusvaste
I_v	tuulenpuuskien intensiteetti
J	hitausmomenttimatriisi
k	jousivakio tai todennäköisyysjakauman muotoparametri
K	jäykkyysmatriisi
K	ominaismuodon kerroin, muotoparametri
K_a	aerodynaamisen vaimennuksen parametri
k_d	ulkoisen vaimentimen jousivakio
m	kappaleen massa
M	massamatriisi
m_d	ulkoisen vaimentimen massa
m_e	ekvivalentti massa pituusyksikköä kohti
n	turbulenssin taajuus tai pyörteiden irtoamisen taajuus
n_i	i:nneen ominaismuodon ominaistaajuus
p	kuormitus
p_0	harmonisen kuormituksen amplitudi

P_d	ulkoiseen vaimentimeen kohdistuva voima
p_s	tuulen aiheuttama häiriintymätön paine
q_p	puuskanopeuspaine
r	kuormituksen taajuussuhde
R	resonanssikerroin
$R(\tau)$	autokorrelaatiokerroin aikajaksolla τ
R_d	kuorman vahvistuskerroin
\mathbf{r}_d	ulkoisten vaimentimien vaikutusvektori
Re	Reynoldsin luku
$R_x(\tau)$	vasteen autokorrelaatiofunktio
S	Strouhalin luku
Sc	Scrutonin luku
$S_f(\omega)$	kuormituksen autokorrelaatiofunktio
$S_x(\omega)$	systemin vasteen voimatiheysspektri
\mathbf{T}	vääntökuormitusvektori
T_n	ominaisheilahdusaika
u	kappaleen siirtymä
\dot{u}	kappaleen nopeus (siirtymän derivaatta)
\ddot{u}	kappaleen kiihtyvyys (siirtymän toinen derivaatta)
u_0	kappaleen alkusiirtymä
\dot{u}_0	kappaleen alkunopeus
u_s	siirtymän jatkuvan värähtelyn osuus
u_t	siirtymän hetkellisen värähtelyn osuus
v	tuulen nopeus, keskinopeuden ja vaihtelevan osuuden summa
\bar{v}	tuulen keskinopeus, nopeuden keskiarvo
v'	tuulen nopeuden vaihteleva osuus
v_I	tuulen turbulenssin intensiteetti
ν_k	ilman kinemaattinen viskositeetti
$X(\omega)$	systemin vasteen Fourier-muunnos
z_0	maaston rosoisuusmitta
β	vaimentimen ja pääjärjestelmän taajuussuhde
δ	vaimennuksen logaritminen dekrementti
δ_a	aerodynaaminen vaimennus (logaritminen dekrementti)
δ_s	rakenteen sisäinen vaimennus (logaritminen dekrementti)
ζ	rakenteen vaimennussuhde (tai Eurokoodissa ominaismuodon eksponentti)
ζ_a	aerodynaaminen vaimennussuhde
ζ_d	ulkoisen vaimentimen vaimennussuhde
ζ_i	i:nneen ominaismuodon vaimennussuhde
η	häviökerroin
λ	puuskan koko

μ	ilman viskositeetti tai vaimentimen ja pääjärjestelmän massasuhte
τ	tarkasteltavan aikajakson pituus
Φ	taajuussuhde
ϕ	vaihekulma
ω	kuormituksen kulmataajuus
ω_D	vaimennettu ominaiskulmataajuus
ω_n	ominaiskulmataajuus
ρ	ilman tiheys

1 JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Korkeiden rakennusten rakentaminen on lisääntynyt Suomessa viime vuosina ja tulee todennäköisesti myös jatkumaan kaupunkien kehittymisen myötä. Korkeiden, yli 14-kerroksisten, rakennusten suunnittelusta on Suomessa suhteellisen vähän kokemusta. Tuulikuormituksen merkitys rakenteiden suunnittelussa kasvaa huomattavasti rakennusten korkeuden kasvaessa. Tuulitekniikan tuntemus Suomessa on kuitenkin yleisesti ottaen vähäistä ja aiheesta on julkaistu erittäin vähän suomenkielistä kirjallisuutta. Tämän tutkimuksen on tarkoitus selvittää tuulen aiheuttaman värähtelyn määrittystä sekä tuulitekniikan alaa yleensä korkeiden rakennusten rakennesuunnitteluun liittyen.

Rakennusten monimuotoisuus ja tuulikuormituksen riippuvuus paikasta johtaa siihen, että tuulimitoitus on aina tapauskohtaista ja korkeiden rakennusten kohdalla vaatii melkein aina normaalia syvempää tarkastelua. Tarkasteluissa pyritään selvittämään tuulen ja rakennuksen vuorovaikutuksessa syntyvä vaikutus rakenteeseen, eli tuulivaste. Tämä riippuu rakennuksen koosta, muodosta ja dynaamisista ominaisuuksista. [1, s.28] Rakennuksen tuulivasteen määrittely on tarpeellista rakenteiden taipumien, asumismukavuuden, rakenteiden väsymisen sekä tietysti rakenteiden stabiliteetin ja jännitysten arvioinnin vuoksi. Vaikka tuulen aiheuttamat vakavat vauriot korkeille rakennuksille ovat olleet vähäisiä esimerkiksi maanjäristyksiin nähden, on rakennuksen vasteen määrittäminen tuulikuormituksessa huomattava osa korkeiden rakennusten käyttörajatilan suunnittelua.

Rakennuksen tuulivasteen määrittely on usean eri tieteenalan yhteistyötä ja perusteellinen tuulimitoitus vaatiikin usein asiantuntemusta muun muassa mikrometeorologiasta, virtausopista, aerodynamiikasta, tilastomatematiikasta, signaalinkäsittelystä, rakenteiden dynamiikasta, statiikasta sekä lujuusopista. Rakennuksen todellinen käyttäytyminen tuulikuormituksessa sekä tuulen käyttäytyminen rakennuksen ympärillä on hyvin vaikeata parametrisoida. Todennäköisesti tämän vuoksi rakennusnormeissa tuulen aiheuttaman värähtelyn mitoituksen prosessia on yksinkertaistettu sekä rakennuksen ominaisuuksien arvioinnissa että tuulen käyttäytymisessä. Tämä kuitenkin johtaa siihen että esimerkiksi Eurokoodin mitoitusta ei voida suoraan soveltaa moniin epälineaarisiin rakenteisiin ja monimutkaisiin rakennusten muotoihin. Usein korkeiden rakennusten mitoituksessa päädytäänkin käyttämään kokeellista mitoitusta eli esimerkiksi tuulitunnelikokeita tai laskennallista virtausmallinnusta, joita käytettäessä tulee aiheesta tietää paljon perusteellisemmin.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on selventää rakennesuunnittelijalle rakennusten värähtelyä tuulessa ja selittää eri ilmiöitä jotka vaikuttavat värähtelyn syntyyn ja sen voimakkuuteen. Lisäksi työssä kerätään yhteen hyödyllistä teoretietoa korkeiden rakennusten värähtelymitoituksesta sekä käytännön menetelmiä mitoituksen suorittamiseen. Rakennusnormien mukainen värähtelymitoitus ei ole kovinkaan perusteellinen, se jättää paljon kysymyksiä ja ei kerro rakenteen todellisesta käyttäytymisestä tuulikuormituksessa. Tästä syystä työssä pyritäänkin selventämään tuulimitoituksen teoriaa ja taustoja syvemmin, joten tutkimuksessa tarkastellaan myös rakennusten dynaamisten ominaisuuksien määrittystä ja rakennuksen tuulivasteiden arviointia sekä sovelletaan näitä yksinkertaisiin laskentaesimerkkeihin.

Työssä on tarkoitus esitellä laskennallisesti rakennuksen korkeuden, runkotyyppin ja muiden ominaisuuksien vaikutusta rakenteen vasteeseen sekä keinoja vasteen rajoittamiseen. Samalla on myös tarkoitus selvittää erilaisia tapoja värähtelyn hallintaan ulkoisia vaimentimia käyttämällä. Näin pyritään antamaan lukijalle suuntaa-antavia ohjeita siitä, millä rakennevalinnoilla pystytään rakenteen värähtelyyn vaikuttamaan tehokkaimmin.

1.3 Rajaukset

Tutkimuksen pääpaino on rakennuksen tuulivasteen määrittämisessä laskennallisin keinoin sekä teorioissa, joihin laskenta perustuu. Työssä keskitytään rakennesuunnittelun näkökantaan tuulimitoituksessa, eikä siinä perehdytä tarkasti tuulen tilastolliseen käsittelyyn. Tutkimuksessa ei myöskään ole tarkoitus toteuttaa kokeellista tuulimitoitusta tai laskennallista virtausmallinnusta, mutta aiheisiin perehdytään tuulitekniikan teorioiden sekä käytännön mitoitustekniikoiden yhteydessä. Lisäksi työssä ei suunnitella toimivaa ulkoista vaimennusta esimerkkikohteeseen tai muihin vertailtaviin tapauksiin, vaan arvioidaan sen mahdollisia hyötyjä laskennallisesti yksinkertaistetuilla esimerkeillä ja aikaisemmilla tutkimustuloksilla.

1.4 Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen tuotokset

Tutkimus tehdään pääosin kirjallisuusselvityksenä, mutta siihen sisältyy myös laskenta-esimerkkejä, laskentapohjien tekoa sekä mitoitusmenetelmien soveltuvuuden arviointia. Työssä käsitellään myös esimerkkikohteen suunnittelua ja mitoitusta. Esimerkkikohteenä on noin 30-kerroksinen betonirunkoinen toimistorakennus, jonka suunnittelua aloitetaan tutkimuksen teon aikana. Näin ollen tutkimuksesta saadaan myös tietoa kohteen tuulimitoituksen ja värähtelymitoituksen suunnittelun muodossa. Teoriaosuuksia vasteiden määrittämisestä tuetaan esimerkkilaskelmilla, joita myöhemmin sovelletaan myös

vertailulaskelmiin sekä esimerkkikohteeseen. Teoriaosuuden laskelmat suoritetaan Mathcad-ohjelmistolla. Todellisissa kohteissa laskentapohjat ovat kuitenkin pääsääntöisesti riittämättömiä ja epäkäytännöllisiä, joten rakenteiden vasteiden ja ominaisuuksien laskentaa suoritetaan myös RFEM-rakenneanalyysiohjelmistolla.

Ensimmäisenä työssä on tarkoitus perehtyä tuulitekniikkaan yleensä tutkimalla eri kirjallisuuslähteitä sekä tekemällä koelaskelmia eri osa-alueiden teorioista. Työssä pyritään tutkimaan kansainvälistä lähdekirjallisuutta hyvin laajasti. Lisäksi eri lähteistä pyritään selvittämään käytännön mitoituksen ohjeistusta, sekä käyttö- ja värähtelyrajan vaatimuksia. Tämän jälkeen luvussa 3 tutkitaan korkeita rakennuksia rakenteiden dynamiikan kannalta ja esitellään lyhyesti perusasiat kuten esimerkiksi jäykkyys- ja massamatriisit sekä vaimennussuhde. Tässä teoriaosuudessa määritetään myös monivapausasteisten rakenteiden ominaisuuksien ja ominaismuotojen periaatteet ja yleisimmät värähtelymuodot. Lisäksi esitellään liikeyhtälöiden määrittämistä erilaisissa kuormitustilanteissa sekä lisävaimentimien käytön yhteydessä.

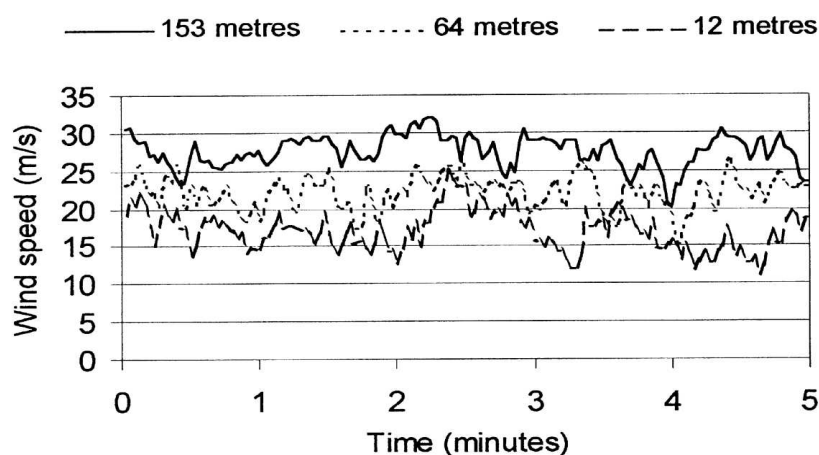
Tutkimuksen luvussa 4 käydään läpi myös erilaisia käytännön mitoituskeinoja rakennusnormimitoituksen lisäksi. Tässä kohdassa esitellään esimerkiksi erilaisia tuulitunnetestauksen tapoja ja niiden tulosten soveltamista rakenneanalyysiin. Seuraavassa luvussa vertaillaan erilaisten rakennekorkeuksien ja runkojen ominaisuuksia tuulikuormituksessa. Työn viimeisessä vaiheessa, luvussa 6, käsitellään esimerkkikohdetta ja arvioidaan erilaisten mitoitusmenetelmien soveltuvuutta kyseiseen mitoitusapaukseen. Lisäksi työssä arvioidaan laskennan ja vertailun tulosten todenmukaisuutta sekä puutteita.

2 TUULEN AIHEUTTAMA KUORMITUS JA VAIKUTUKSET RAKENNUKSIIN

Tässä luvussa käsitellään tuulen ominaisuuksia yleensä, tuulitekniikan perusteita sekä joitakin keskeisiä virtausopin periaatteita. Tarkoituksena on muodostaa riittävän kattava kuva korkeiden rakennusten suunnittelun kannalta keskeisistä ilmiöistä tuulimitoituksessa. Luvun myötä huomataan esimerkiksi parametrinen tuulimitoituksen rajallinen soveltuvuus korkeiden rakennusten suunnitteluun tuulikuormituksen monimutkaisuuden vuoksi.

2.1 Tuulen ominaisuudet

Tuulen aiheuttamat kuormitukset rakennukselle huomioidaan normimitoituksessa yleensä rakennuksen pinnoille jakautuneena staattisena paineena, jonka suuruus määritetään keskimääräisen ja vaihtelevan komponentin summana. Tuulenpaineen oletettu staattinen osa perustuu jatkuvaan häiriöttömään ilman virtaukseen rakennusta kohti ja vaihteleva osa kuvaa tuulen pyörteisyydestä johtuvaa tuulenpaineen vaihtelua. Yksittäisten rakennusosien mitoitusta perustuu paikallisiin tuulenpaineisiin, kun taas rakennuksen kokonaisvasteen arvioinnissa huomioidaan kaikkien pinnoille vaikuttavien voimien resultantti. Normimitoituksessa tuulen aiheuttamat kuormat kuvataan yleensä pintaan nähden kohtisuorana voimana, mutta suuremmilla pinnoilla myös pitkittäisen tuulen aiheuttama kitkavoima voi olla merkittävä. [1, s.28–30]

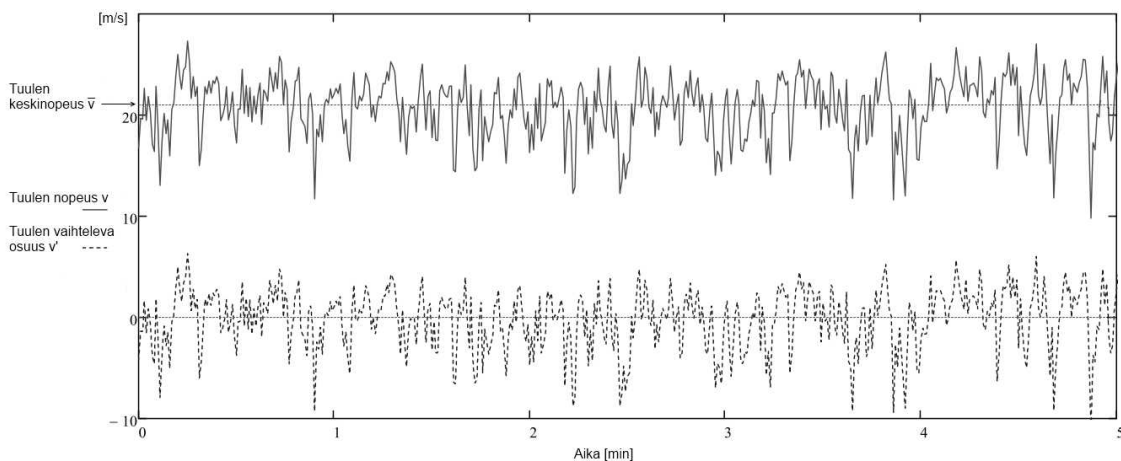


Kuva 2.1 Kuvaajassa on merkitty tuulen tyypillinen nopeuden vaihtelu eri korkeuksilla ajan suhteen myrskyn aikana. [2, s. 46, alkuperäinen lähde: Deacon, E. L. 'Gust variation with height up to 150 metres', *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 1955, 81: 562–73.]

Tämä tuulikuormituksen idealisointi mahdollistaa yksinkertaistetun lähestymistavan rakennusten suunnitteluun. Tuulen vaikutus rakenteeseen on todellisuudessa kuitenkin hyvin monimutkainen ilmiö ja tuulen nopeus vaihtelee huomattavasti sekä paikan että ajan suhteen, kuten on havainnollistettu esimerkiksi kuvassa (Kuva 2.1).

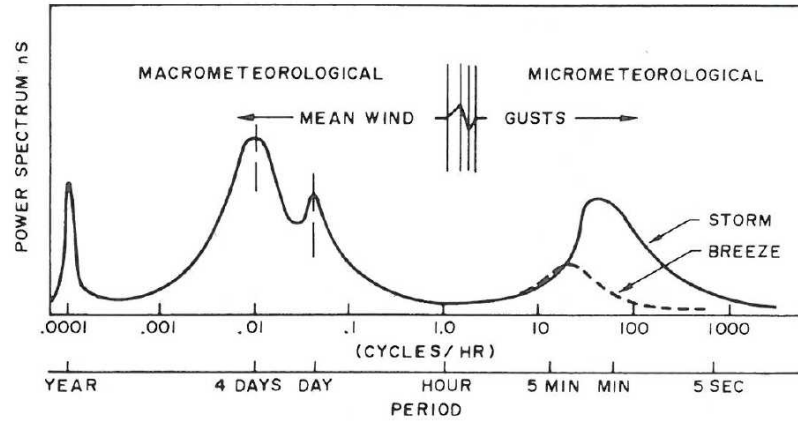
2.1.1 Tuulen keskinopeuden vaihtelu

Ilman liike ilmakehässä sisältää monentasoista vaihtelua. Tuulen nopeudet vaihtelevat kausittain sekä pitkällä että lyhyellä aikavälillä. Pääsääntöisesti tuuli kuormituksena on hyvin satunnaista, mutta sisältää kuitenkin selviä tilastollisia säännönmukaisuuksia jolloin kuormitusta voidaan kuvata erilaisilla keskiarvoilla. Tuulikuormituksen tilastollisen tutkimisen kannalta on hyödyllistä erottaa tuulen keskinopeus eli pidemmän aikavälin vaihtelut sekä puuskaisuus eli lyhyen aikavälin vaihtelut. Lyhyellä tarkasteluajalla voidaan tuulen keskinopeus ilmoittaa vakiona, kuten kuvassa (Kuva 2.2). Lyhyen aikavälin vaihteluun eli turbulentsisuuteen palataan tarkemmin kohdassa 2.1.2.



Kuva 2.2 Lyhyellä tarkasteluajalla tuulen nopeudesta v voidaan erottaa sen keskinopeus \bar{v} ja vaihteleva osuus v' .

Tuulennopeuden vaihtelua pidemmällä aikajaksolla on havainnollistettu kuvassa (Kuva 2.3). Kuvan spektrimuotoisessa kuvaajassa on esitetty tuulen vaihtelevan komponentin voimakkuutta eri vaihteluväleillä, eli taajuuksilla. Spektrimuotoinen esitys kuvaa hyvin tuulen ominaisuuksia ja siihen palataan tarkemmin myöhemmissä kohdissa. Kuvan perusteella nähdään että nopeuden vaihtelu on vähäistä noin puolen tunnin ajanjaksoilla. Tuulimittauksissa käytetäänkin yleensä 10–30 minuutin aikajaksoa tuulennopeuden määrittämiseksi koska näin minimoidaan pidemmän aikavälin vaihtelun vaikutus mittaukseen mutta aikaväli on kuitenkin tarpeeksi lyhyt kuvaamaan lyhyempiä ilmiöitä kuten ukkosmyrskyjä. [3, s.161]



Kuva 2.3 Tuulen nopeusspektri idealisoituna. [3, s.159, alkuperäinen lähde: Van Der Hoven, I. *Power Spectrum of Horizontal Wind Speed in the Frequency Range From 0.0007 to 900 Cycles per Hour*, *International Meteorology* 1957, Vol. 4, pp. 160-164]

Eurokoodin mukaisessa tuulimitoituksessa tuulennopeuden perusarvona käytetään 10 minuutin ajanjaksolla määritettyä keskiarvoa. [1, s.30] Suomessa mitoittavaksi kymmenen metrin korkeudella ja 1/50 vuotuisella ylittymisen todennäköisyydellä esiintyvän nopeuden 10 minuutin keskiarvoksi ilmoitetaan Eurokoodissa 21 m/s. Kyseinen perustuuli on ilmoitettu maastoluokassa II. [1] Kolmen sekunnin ajan esiintyvänä tuulennopeuden keskiarvona tämä vastaa taas noin 30 m/s maastoluokassa II ja noin 43 m/s maastoluokassa 0. Kansainvälisessä vertailussa Suomen tuuliolosuhteet ovat varsin suotuisat, ja Suomen alue onkin luokiteltu alimpaan luokkaan viiden luokan järjestelmässä. [2, s.286]

Kun selvitetään esimerkiksi tietyn tuulennopeuden esiintymisen todennäköisyyttä, voidaan tuulen nopeutta tarkastella tilastollisesti. Perustuulen eli keskinopeuden nopeusjakaumana käytetään usein Weibull-jakaumaa koska se vastaa todellista jakaumaa melko tarkasti. Perustuulen vaihtelusta voidaan selvittää rakennusten suunnittelun kannalta tärkeitä tilastollisia arvoja, kuten tilastollinen nopeuden ja suunnan todennäköisyysjakauma. Weibull-jakauman peruskaava on:

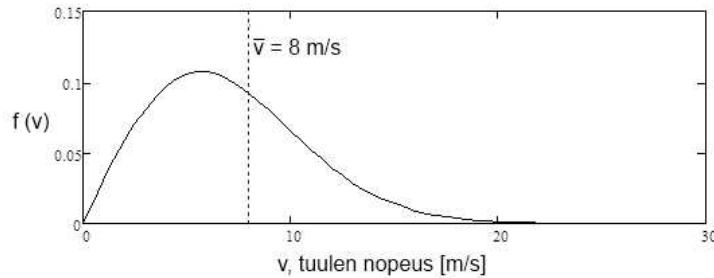
$$f(x, \lambda, k) = \begin{cases} \frac{k}{\lambda} \left(\frac{x}{\lambda}\right)^{k-1} e^{-(x/\lambda)^k} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad (2.1)$$

jossa k on muotoparametri jonka arvolla 2 jakauma vastaa lähes Rayleigh-jakaumaa
 λ on skaalausparametri
 x on muuttuja

Tuulennopeuden todennäköisyysjakauman esittämiseksi kaava muutetaan muotoon:

$$f(v, \bar{v}, k) = \frac{k}{\bar{v}} \left(\frac{v}{\bar{v}}\right)^{k-1} e^{-(v/\bar{v})^k} \quad (2.2)$$

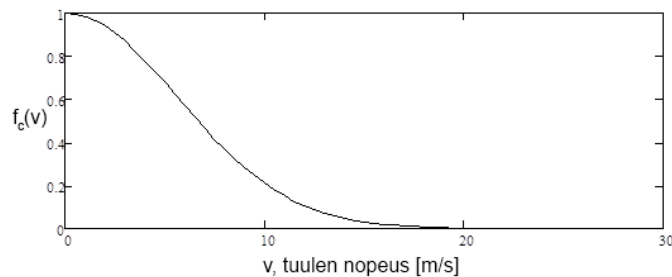
jossa k on muotoparametri
 \bar{v} on tuulen keskinopeus
 v on tuulen nopeus



Kuva 2.4 Tuulen nopeuden Weibull-tiheysfunktio esimerkkiarvoilla $\bar{v}=8$ m/s ja $k=2$.

Tietyn tuulennopeuden esiintymistä tietyillä arvoilla voidaan kuvata vielä paremmin kuvaajalla, jossa yhtälö muutetaan kumulatiivisen todennäköisyysfunktion muotoon:

$$f_c(v, \bar{v}, k) = 1 - e^{-(v/\bar{v})^k} \quad (2.3)$$

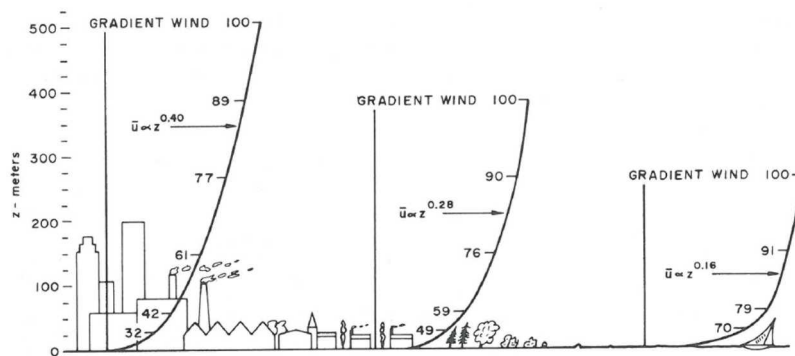


Kuva 2.5 Tuulennopeuden esiintymisen todennäköisyys esimerkkiarvoilla $\bar{v}=8$ m/s ja $k=2$.

Jakaumista voidaan laskea tiettyjen tuulennopeuksien ylittymisen todennäköisyyksiä annetuilla aikajaksoilla. Lähtötiedoiksi tarvittavat muotoparametri k ja tuulen keskinopeus \bar{v} saadaan paikka-, suunta- ja korkeuskohtaisena arvona mittaustulosten perusteella. Todenmukaisen funktion muodostaminen vaatii kuitenkin paikkansapitäviä ja riittävän kattavia tilastoja tarkasteltavan paikan tuulioloista. Ilman tarkkoja lähtötietoja on funktio melko karkea arvio todellisuudesta ja sitä tulisi käyttää vain normaalien tuulien esiintymiseen esimerkiksi tuulivoimaloiden tuotantoarvioihin, rakennusten lämpöhäviölaskelmiin ja jalankulkijoiden kokeman tuulen arviointiin. [4, s.29]

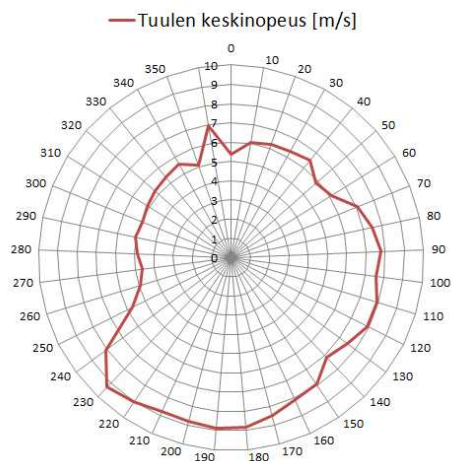
Tuulen keskinopeus tietyllä paikalla riippuu tarkasteltavasta korkeudesta, maaston rosoisuudesta tuulen yläpuolella sekä maaston pinnanmuodosta. Nopeuden vaihtuminen korkeuden suhteen johtuu maan pinnan aiheuttamasta kitkasta ilman virtaukselle joka hidastaa ilman liikettä maan pinnan lähellä. [3, s.161] Maan pinnan hidastava vaikutus taas riippuu maaston rosoisuudesta. Nopeuden vaihtelua on havainnollistettu kuvassa (Kuva 2.6). Ilmakehän alaosassa, eli rajakerroksessa, oletetaan Suomessa noin 100–

1000 metrin korkeuteen asti tuulen keskinopeuden nousevan logaritmisesti. Tätä kerrosta kutsutaan logaritmiseksi kerrokseksi tai rajakerrokseksi. [5]



Kuva 2.6 Tuulen keskinopeuden nopeusprofiili eri maastoissa. [3, s.160, alkuperäinen lähde: Davenport, A.G., *The Dependence of Wind Loads on Meteorological Parameters, Proceedings of the International Conference on Wind Loads on Buildings and Structures (Ottawa, Canada), University of Toronto Press 1967, pp. 19-81*]

Nopeusprofiilin laskentaan on kehitetty erilaisia samankaltaisia kaavoja jotka hieman eroavat toisistaan. Laskennassa käytetään kuitenkin yleisesti muuttujana pinnan rosoisuutta kuvaavaa arvoa, rosoisuusmittaa z_0 . Tällä muuttujalla pyritään ilmoittamaan maanpinnan rosoisuuden ja ilmanvastuskertoimen vaikutusta ilman liikkeeseen ylemissä kerroksissa. Erilaisten maanpintojen todellisen vaikutuksen määrittäminen tarkasti on melko hankalaa, mutta suunnittelunormeissa eri tilanteet luokitellaan annettuihin maastoluokkiin ja laskennassa käytetään vastaavaa rosoisuusmittaa tai altistumiskerrointa. Rosoisuuden vaikutuksen laskentaan Eurokoodin mukaan palataan kohdassa 4.6. Tuulennopeuden nopeusprofiiliin liittyvä ilmiö on myös noin 100–600 metrin korkeudella ilmenevä alailmakehän suihkuvirtaus jonka korkeusalueella tuulen nopeus on suurempi alempaan ja ylempään ilmakerrokseen nähden. Nopeuden kerrostuminen johtuu viereisten ilmakerrosten lämpötilaeroista. Kyseinen ilmiö on melko yleinen Suomessa ja se tulisi huomioida korkeita rakennuksia suunnitellessa mahdollisena maksimituulennopeuden nousuna. [1, 5]

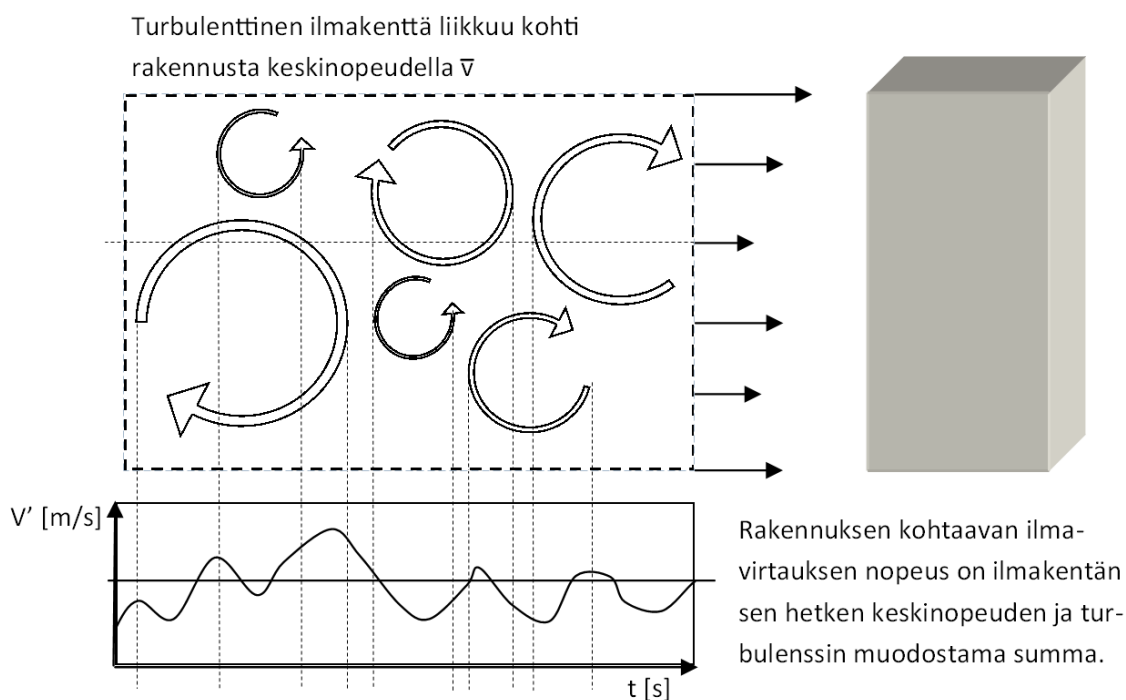


Kuva 2.7 Tuulen keskinopeus esitetty eri suuntien mukaan tietyllä tarkastelukorkeudella.

Tuulen suunnalla on vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen sitä enemmän, mitä monimutkaisempi rakenne on ja mitä enemmän tuulen suurimmat nopeudet vaihtelevat suunnan mukaan. Tuulen nopeusjakaumaan sisällytetäänkin yleensä myös tuulen suuntatieto, jolloin tietyn paikan ja tietyn korkeuden suurimmat oletetut tuulennopeudet voidaan esittää ympyräkoordinaatistossa kuvan (Kuva 2.7) mukaisesti.

2.1.2 Tuulen turbulenttisuus

Ilman liike ilmakehän rajakerroksessa ei ole koskaan täysin tasaista, vaan virtaukseen aiheuttaa häiriöitä monet eri tekijät. Ilmakehän lämpötilan pystysuuntainen tasapainotila, eli hydrostaattinen stabiilius, on suurin vaikuttaja keskinopeuden nopeusprofiiliin, maaston rosoisuuden vaikutuksen voimakkuuteen, virtauksen pyörteisyyteen sekä turbulenttisuuteen. Toisin kuin tuulen perusnopeus, tuulen turbulenttisuus eli suunnan ja nopeuden vaihtelu nousee lähempänä maanpintaa. Käytännössä tämä tarkoittaa suurempia vaihteluita tuulen nopeudessa maanpinnan lähellä kuin rajakerroksen yläosissa. [5]



Kuva 2.8 Rakennukseen kohdistuva tuulenpaine vaihtelee aina sekä ajan että paikan suhteen. Satunnaisesta pisteestä mitatusta tuulennopeudesta voidaan havaita pyörteiden aiheuttamia vaihteluita nopeuteen sekä tutkia mahdollista yhtäläisyyttä nopeuden vaihtelun taajuuksissa, joka taas korreloi pyörteiden koon kanssa.

Tuulen turbulentssi muodostuu useista pyörteistä ja nopeusaalloista joilla on erilaisia amplitudeja ja taajuuksia. Turbulenssin ominaisuudet ja sen vaikutukset tuulikuormitukseen on mielekkäintä esittää tilastollisessa muodossa ja niitä voidaan arvioida erottamalla tuulen vaihteleva komponentti perustuulesta, kuten kuvassa (Kuva 2.2). Tuulen nopeus voidaan määrittää siis näiden kahden summana:

$$v = \bar{v} + v' \quad (2.4)$$

jossa v' on tuulen turbulentti komponentti
 \bar{v} on v :n arvojen keskiarvo
 v on tuulennopeus

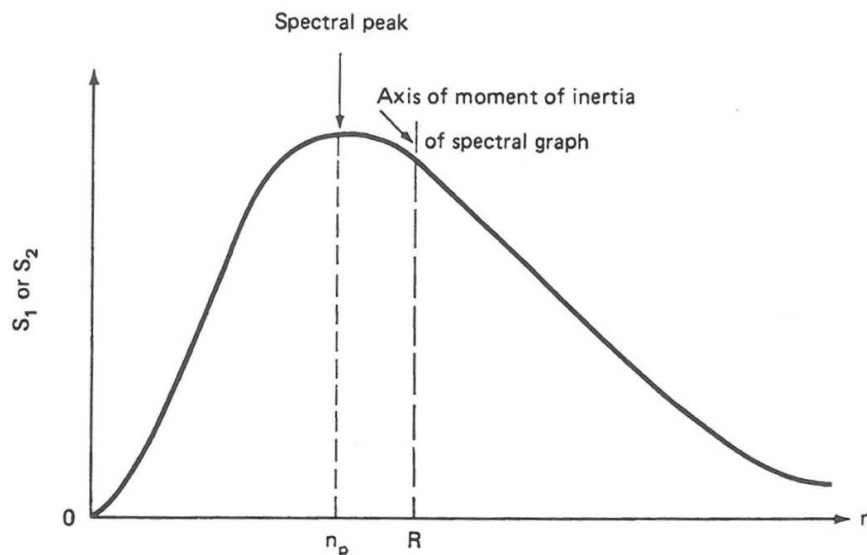
Tuulen taajuusjakaumaa kuvataan usein spektrimuodossa, esimerkiksi tuulen nopeusvaihtelun intensiteetin tai voiman suhteen. Turbulentin intensiteettiä kuvataan sen neliöllisellä keskiarvolla ja voimaa sen toisella potenssilla. Näistä voidaan muodostaa spektrimuotoinen kuvaaja tuulen sisältämän turbulenssin taajuusjakaumasta:

$$v_I = \sqrt{\overline{v'^2}} = \int_0^\infty S_1(n) dn \quad (\text{intensiteettispektri}) \quad (2.5)$$

$$v_I^2 = \overline{v'^2} = \int_0^\infty S_2(n) dn \quad (\text{voimaspektri}) \quad (2.6)$$

joissa v' on tuulen turbulentti komponentti
 v_I on turbulenssin intensiteetti (neliöllinen keskiarvo)
 n on turbulenssin taajuus

Tuulen turbulentin spektri saadaan mittaustuloksista arvioimalla kutakin taajuutta vastaavan turbulentin intensiteetti ja esittämällä ne taajuuden (n) suhteen kuten kuvassa (Kuva 2.9).



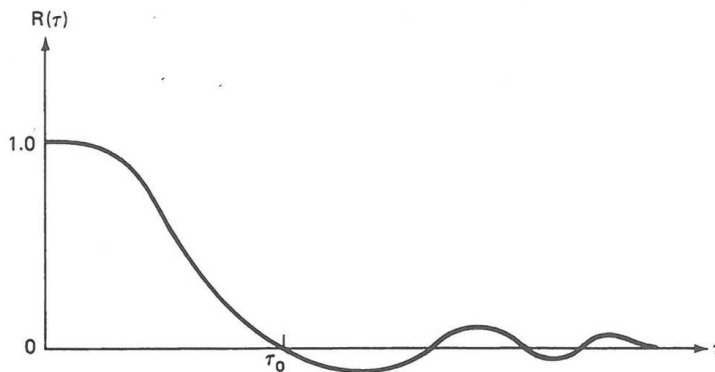
Kuva 2.9 Tyypillinen tuulen turbulenssin spektri. [4, s. 52]

Toinen tuulidatan analysoinnissa käytettävä funktio on autokorrelaatio, jolla etsitään korrelaatiota, eli säännönmukaisuutta, käytettävästä mittaustuloksesta. Käytännössä funktiolla etsitään tuulidatasta pyörteitä eri aallonpituuksilla. Tämä laskentatapa olettaa todeksi Taylorin hypoteesin, jossa oletetaan että virtauskenttä pysyy suhteellisen muut-

tumattomana tuulen keskinopeuden suhteen. [4, s.54] Turbulenttia virtauskenttää on pyritty havainnollistamaan kuvassa (Kuva 2.8).

$$R(\tau) = \frac{\overline{v'(t)v'(t+\tau)}}{v'^2} \quad (2.7)$$

jossa $R(\tau)$ on autokorrelaatiokerroin aikajaksolla τ
 $v'(t)$ on tuulen turbulentti komponentti ajan hetkellä t
 τ on korrelaatiolta tarkasteltava aikaväli
 \bar{x} on x :n keskiarvo

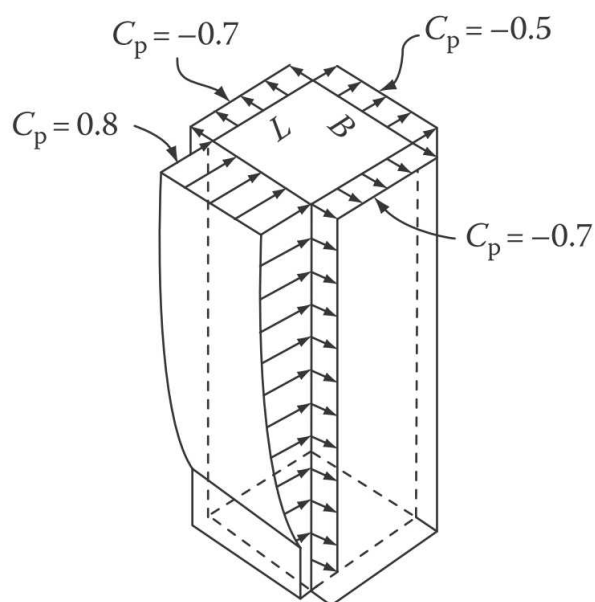


Kuva 2.10 Tyypillinen autokorrelaation vaihtelu eri aikajaksoilla tuulen turbulenssissa. [4, s.53]

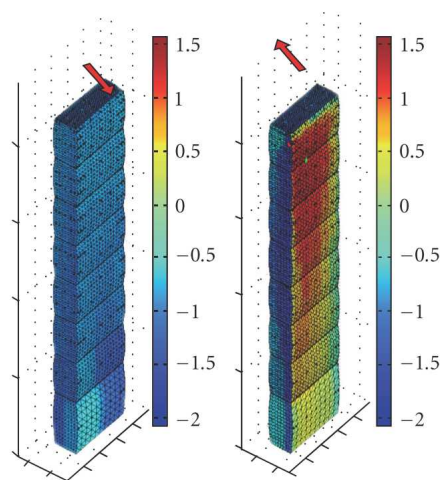
Autokorrelaatiokertoimen periaate on esitetty kaavassa (2.7). Autokorrelaatiokertoimen vaihtelua tarkasteluajavälin suhteen tyypillisessä tuulidatassa on havainnollistettu kuvassa (Kuva 2.10). Tuulikuormituksen tilastolliseen tarkasteluun ja voimatiheyspektrin muodostukseen palataan satunnaista kuormitusta käsittelevässä kohdassa 3.2.

2.1.3 Ilmavirtauksen ja rakennuksen vuorovaikutus

Rakennuksen muoto määrittelee sekä paikallisten staattisten paineiden jakautumisen eri pinnoille että dynaamisten kuormitusten aiheutumisen tuulesta ja niiden välittymisen rakenteelle. Yksinkertaisessa tarkastelussa jatkuva homogeeninen ilmanvirtaus aiheuttaa staattista painetta rakennuksen pinnoille ja näiden voimaresultanttien perusteella arvioidaan sekä paikalliset kuormitukset rakenneosille että koko rakenteeseen kohdistuvat rungon rasitukset. Kuvissa (Kuva 2.11) ja (Kuva 2.12) on esitetty esimerkit staattisen paineen jakautumisesta rakennuksen pystypinnoille.



Kuva 2.11 Esimerkki normimitoituksessa käytetyn yksinkertaistetun staattisen tuulenpaineen jakautumisesta korkean rakennuksen sivupinnoille. [6, s.226]



Kuva 2.12 Tuulitunnelitestauksesta saatu keskimääräinen painejakauma korkean rakennuksen pinnoille kahdesta eri virtaussuunnasta. [7, s.4]

Periaatteellisessa tapauksessa, jossa täysin tasainen ilmavirtaus kohdistuu kohtisuoraan rakennuksen pintaa vastaan ja paikassa ei tapahdu muuta virtausta (ns. patoutumis-kohta), pätee paineen laskennassa Bernoullin lain yhtälö:

$$p_s = \frac{1}{2} \rho v^2$$

(2.8)

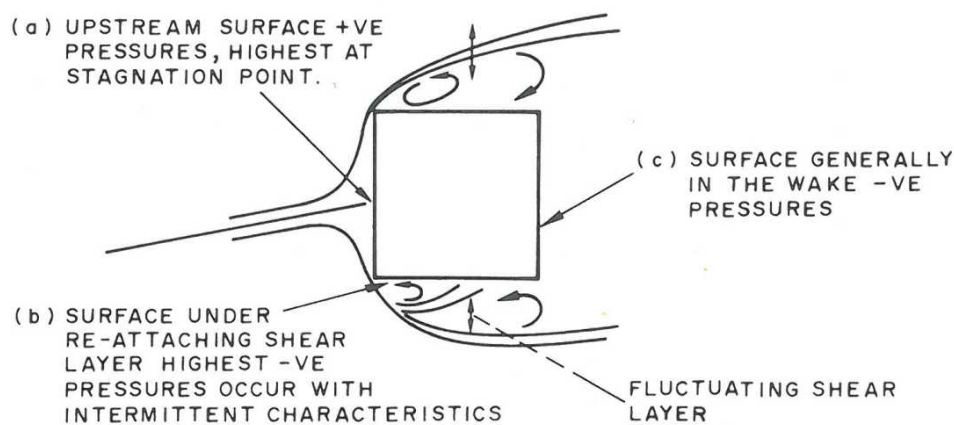
jossa p_s on tuulen aiheuttama häiriintymätön paine
 ρ on ilman tiheys
 v on tuulen nopeus

Koska rakenteen pinnoilla vaikuttavat paineet vaihtelevat paikan suhteen ja ne kaikki riippuvat rakennuksen kohtaavan virtauskentän nopeudesta, esitetään painejakaumat eri pinnoilla dimensiomattomalla kertoimella C_p , kuten kuvassa (Kuva 2.11). Kerroin kuvastaa siis tietyn tuulen keskinopeuden v yhteydessä esiintyviä paineita rakennuksen eri pinnoilla:

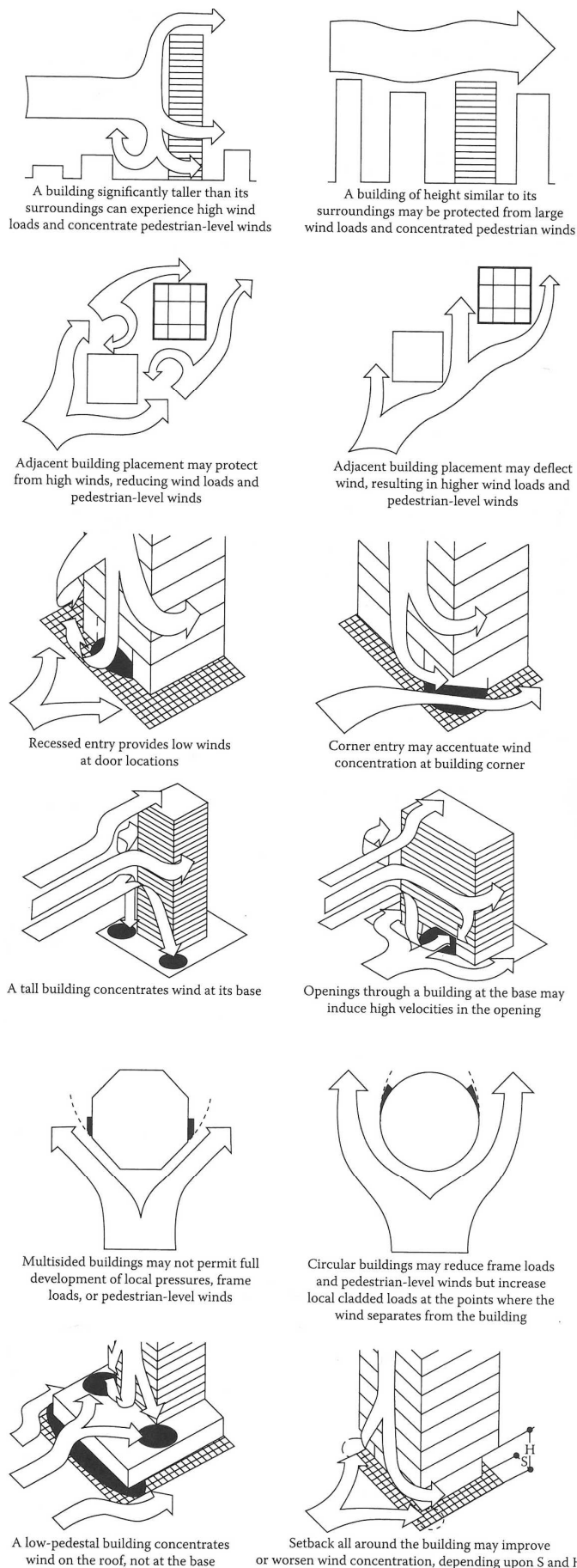
$$C_{p\theta} = \frac{p_\theta}{\frac{1}{2}\rho v^2} \quad (2.9)$$

jossa p_θ on tuulen aiheuttama paine satunnaisessa kohdassa tuulen suuntakulmalla θ
 $C_{p\theta}$ on kyseisen satunnaisen kohdan paine kerroin tuulen suuntakulmalla θ

Paikallisten tuulenpainoiden jakautuminen erilaisten muotojen pinnoille on melko hankalaa määrittellä ilman kokeellista testausta. Normimitoituksessa annetut yksinkertaistukset pätevät yleensä vain vakiomuodoille, joten monessa tapauksessa myös staattisten paineiden määrittäminen vaatii esimerkiksi tuulitunnelitestausta. Tyypillinen suorakulmaisen rakenteen painejakauma ja ilman virtaus rakenteen ohi on esitetty kuvassa (Kuva 2.13). Kuvasta voidaan huomata myös siinä esitetyn vinon tuulen vaikutus rakenteeseen, eli kyseisessä tapauksessa pinnoille kohdistuvat paineet eivät ole tasaiset koko pinnan alueella. Käytännössä tämä aiheuttaa rakenteelle kiertymää, joka tulee huomioida kokonaiskuormitusta tarkastellessa. Joitakin tuulen käyttäytymisen periaatteellisia muotoja rakennuksen läheisyydessä on esitetty myös kuvassa (Kuva 2.14).



Kuva 2.13 Kolme eri painealuetta rakennuksen ympärillä turbulentsissa virtauksessa. [3, s.183, alkuperäinen lähde: Melbourne, W. H., *The Relevance of Codification to Design, Proceedings of the 4th International Conference on Wind Effects on Building and Structures* (London, England), University of Cambridge Press 1975, England]



Kuva 2.14 Esimerkkejä tuulen liikkeiden ilmiöistä rakennuksen ympärillä. [8, s.254]

Paikallisten paineiden lisäksi rakennusten tuulimitoituksessa oleellista on myös tuulen kokonaisvaikutuksen määräytyminen. Kokeellisella testauksella voidaan tietylle muodolle määrittää ilmanvastus-, noste- ja momenttikertoimet. Satunnaiselle muodolle voidaan kyseiset arvot muodostaa seuraavien kaavojen periaatteella:

$$\text{Ilmanvastuskerroin} \quad C_D = \frac{D}{\frac{1}{2}\rho v^2 b} \quad (2.10)$$

$$\text{Nostekerroin} \quad C_L = \frac{L}{\frac{1}{2}\rho v^2 b} \quad (2.11)$$

$$\text{Momenttikerroin} \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2}\rho v^2 b} \quad (2.12)$$

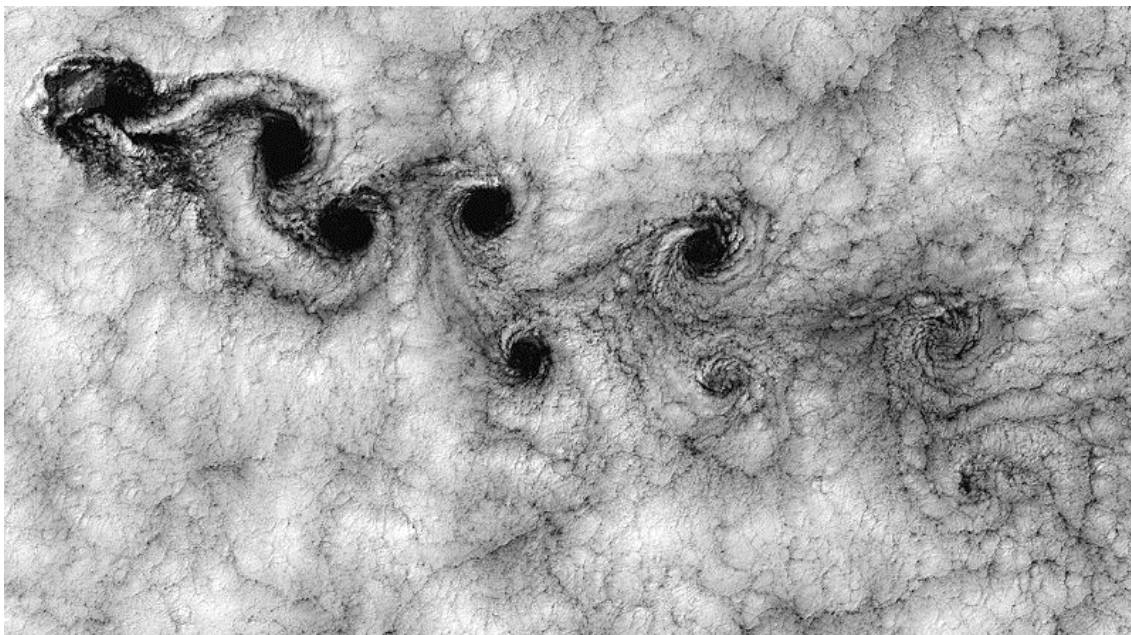
joissa D on poikkileikkaukseen tuulen suunnassa vaikuttava voima
 L on poikkileikkaukseen poikkisuunnassa vaikuttava voima
 M on poikkileikkaukseen vaikuttava momentti
 b on poikkileikkauksen suurin halkaisija

Kyseisiä kertoimia voidaan käyttää rakenneosien tai rakennuksen kuormitusten määrittämiseen, mikäli kyseisen muodon kertoimet ovat selvillä. Vastaavat kertoimet voidaan määrittää myös kolmiulotteiselle kappaleelle, jolloin ne riippuvat myös tuulta vastaan kohtisuoraan olevasta pinta-alasta. Tietyn poikkileikkauksen ilmanvastusta kuvaa myös yleisesti käytetty Reynoldsin luku, joka lasketaan kaavan (2.13) mukaisesti:

$$Re = \frac{vb}{v_k} \quad (2.13)$$

jossa v on ilmavirtauksen nopeus
 b on poikkileikkauksen suurin halkaisija
 $v_k = \mu/\rho$ on ilman kinemaattinen viskositeetti
 μ on ilman viskositeetti, eli sisäinen kitka
 ρ on ilman tiheys

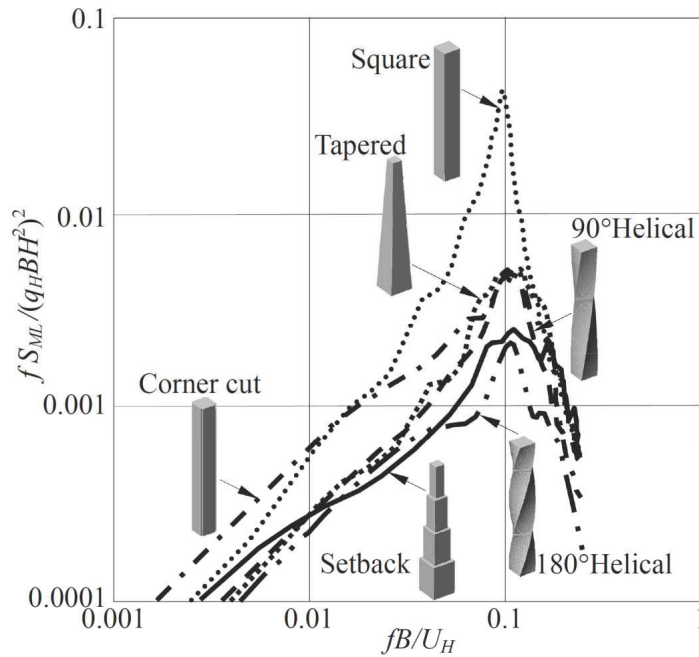
Rakenteen geometrian lisäksi pintakarkeudesta riippuva Reynoldsin luku kuvastaa poikkileikkauksen aiheuttamaa muodonmuutosvoimaa ilmavirtaukseen. Korkea Reynoldsin luku tarkoittaa poikkileikkaukselle tai kappaleelle suurta vastusta ilmavirran läpi kulkiessaan. Tällöin virtaus hajoaa ja muodostaa pyörteitä poikkileikkauksen ympärille ja vanaan. Reynoldsin luvun ollessa pieni, on virtaus yhtenäinen poikkileikkauksen ohi ja vastus on pieni.



Kuva 2.15 Satelliittikuvassa nähdään saaren aiheuttama pyörrerata pilvipeitteeseen. [9]

Korkeiden rakennusten tuulimitoitukseen olennaisesti liittyvä aihealue tuulen paineja-kauman ja tuulen turbulenttisuuden lisäksi on pyörteiden irtoaminen rakenteen sivuilta. Ilmavirtauksessa oleva kappale muodostaa suojan puolelle pyörteitä. Rakenteen muodosta ja Reynoldsin luvusta riippuen voi pyörteiden muodostuminen muuttua tietyissä oloissa vuorottelevaksi, jolloin tällöin kappaleen eri puolilta irtoaa pyörteitä vuorotellen. Kuvassa (Kuva 2.15) on esitetty ilmiön esiintyminen suuressa mittakaavassa, mutta se esiintyy luonnollisesti myös pienempien rakenteiden ja poikkileikkausten kohdalla. Theodore von Kármán mukaan nimettyä ilmiötä kutsutaan myös von Kármán pyörreradaksi. Pyörteiden irtoamisen taajuutta voidaan arvioida kaava (2.14) avulla.

Monissa rakennuksissa pyörrerataheräte ei muodostu ongelmaksi, koska rakennuksen kohtaava ilmavirtaus on usein turbulenttista, eivätkä rakennuksen reunat eivät ole jatkuvia koko rakenteen korkeudella. Hyvin korkeissa rakennuksissa sekä avoimilla paikoilla olevat korkeat rakennukset, joissa rakennuksen poikkileikkaus on jatkuva koko rakenteen korkeudella, voi pyörrerataheräte kuitenkin olla jopa suurin rakennukseen kohdistuva kuormitustilanne. [10] Muutokset rakenteen poikkileikkauksessa, eli porrastaminen, korkeuden suhteen on tehokas keino pyörteiden aiheuttaman voiman rajoittamisessa. Porrastettu tai kierteinen julkisivun muoto estää suurten ja jatkuvien pyörteiden muodostumisen, kuten on todettu kuvassa (Kuva 2.16). Kuvassa on esitetty testituloksia erilaisille rakenteen muodoille ja niiden poikkisuuntaisille vasteille tuulikuormituksessa. Tulosten perusteella on selvää, että lineaarisilla rakenteilla vasteet ovat suurimmat, ja että erityisesti teräväkulmainen neliösylinteri on muodoista epäedullisin. Tarkasteltavan rakennuksen lisäksi voi pyörrerata aiheuttaa merkittävää syklistä kuormitusta myös tuulen alla oleville rakennuksille.



Kuva 2.16 Kuvassa on vertailtu eri muotojen vaikutusta tuulen suuntaan nähden poikittaisen värähtelyn aiheuttamaa vastetta samankorkuiselle rakennukselle eri taajuuksilla spektrimuodossa. [11, s.17, alkupe-
räinen lähde: Tanaka H., Tamura Y., Ohtake K., Nakai M., Hayano Y., Koshika N. (2009). “Study on
wind force characteristics for super high-rise building with new shape, (Part 1) Comparison of
wind force characteristics of various building shapes”, *Summaries of Technical Papers, Annual Meet-
ing, Architectural Institute of Japan, B-1, Structures I*]

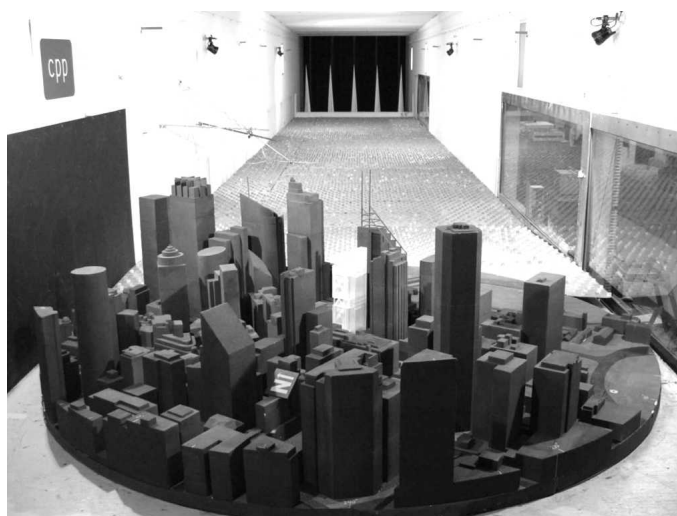
Pyörteiden irtoaminen aiheuttaa rakenteeseen värähtelyä eli liikettä poikittain tuulen suuntaan nähden. Rakenteen liike poikkisuunnassa taas vaikuttaa ilmavirtaukseen niin, rakenteen pyörteiden irtoamistaajuus voi synkronoitua rakenteen ominaistaajuuden kanssa. Ilmiötä kutsutaan englanninkielisessä kirjallisuudessa nimellä lock-in eli lukittuminen. [12, s.4] Värähtelyn lukittumista selittää ilmavirtauksesta riippuva aerodynaaminen vaimennus, joka muuttaa hieman rakenteen ominaistaajuutta. Pyörteiden irtoamistaajuus taas riippuu osittain rakenteen liikkeestä. Näin ollen molemmat komponentit voivat tietyssä tilanteessa löytää yhteisen taajuuden jolla lukittuminen tapahtuu.

2.1.4 Rakennusten tuulitunnelitestaus

Tuulitunnelitestauksella voidaan rakennukseen kohdistuvia paineita arvioida todenmukaisemmin kuin normimitoituksella. Testauksessa luodaan tunneliin keinotekoinen raja-kerrosvirtaus joka ideaalitapauksessa vastaa rakennuksen paikan todellista nopeus- ja turbulentsisuusprofiilia skaalattuna pienempään kokoon. Tutkittavan rakennuksen sekä mahdollisesti muiden lähialueen rakennusten pienoismallit sijoitetaan tunneliin ja suoritetaan halutut mittaukset. Tunnelin ilmavirtaukseen luodaan haluttu nopeusprofiili virtauksen suunnassa yläpuolella olevalla karkealla kentällä ja haluttu pyörteisyys erilaisilla säädettävillä ohjaimilla kuten kuvassa (Kuva 2.17). Kaikissa tarkastelutapauksissa todellisen tilanteen mallintaminen on erityisen tärkeää. Vaikka tutkittaisiin vain staat-

tista kuormitusta rakenteelle, on käytettävään ilmavirtaukseen sisällytettävä todellisen paikan turbulenttiset ominaisuudet todenmukaisten tulosten saamiseksi. [3, s.202] Olen-
naista todenmukaisten tulosten saamiseksi on myös se, että rakennuksen malli on pie-
nennetty samassa kokosuhteessa kuin tuulen nopeus ja turbulenttisuus. [8, s.320]

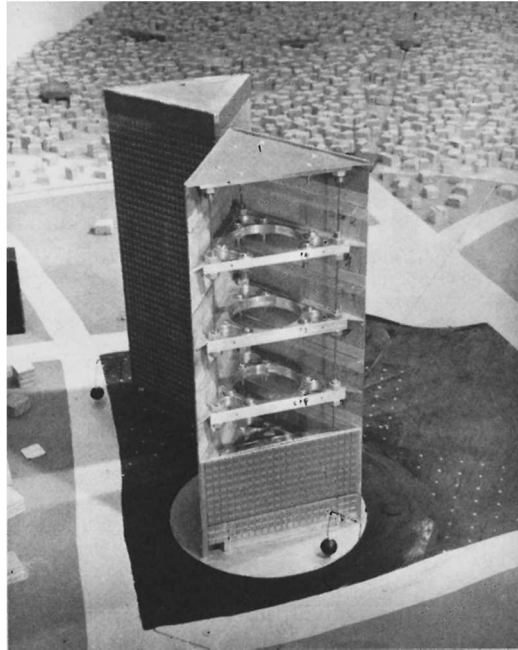
Rakennusten suunnittelussa tuulitunnelikokeita käytetään yleensä joko ympäristövaiku-
tusten tai yksittäisten rakennusten tuulenpaineiden ja vasteiden mallinnukseen. Ympä-
ristövaikutuksista tutkitaan yhden tai useamman rakennuksen vaikutuksia tuulen käyt-
täytymiseen niiden ympäristössä. Mittauksilla pyritään määrittämään esimerkiksi haital-
listen nopeuksien syntymistä oleskelu- tai liikennealueille, kuten havainnollistettu ku-
vassa (Kuva 2.14).



Kuva 2.17 Kuvassa on esitetty erään testaustilanteen asetelma sekä tuulitunnelin perusosat; taustalla ovat pyörteiden luomiseen tarkoitettut kolmiokärjet, välissä nopeusprofiilin luontiin tarkoitettu karkeus-
kenttä ja etualalla testattava rakennus tai rakennusryhmä käännettävällä pöydällä. [8, s.316]

Rakennuksen vasteen mallintamisessa käytetään joko jäykkää mallia, jonka avulla pyri-
tään selvittämään esimerkiksi paikallisia paineita rakennuksen eri puolilla, tai dynaamis-
ta mallia, jossa on mallinnettu tarkemmin rakenteen ominaisuudet. Dynaamisen mallin
avulla pyritään selvittämään rakennuksen aeroelastista käyttäytymistä turbulenttisessa
tuulessa. Kuvassa (Kuva 2.18) on esitetty läpileikkaus vastaavasta mallista.

Yksi tärkeimmistä syistä värähtelyjen laskennalle korkeissa rakennuksissa on rakennuk-
sen heilahtelujen aiheuttama kiihtyvyys ja sen vaikutus ihmisiin rakennuksen sisällä.
Tästä syystä myös tuloksista kiinnostuksen kohteina ovat ylimpien kerrosten kiihty-
vyysarvot. Tuulitunnelikokeista voidaan aeroelastista mallia käyttämällä saada arvioita
kiihtyvyydestä mittaamalla sitä konkreettisesti malliin liitettyllä kiihtyvyysanturilla.



Kuva 2.18 Aeroelastinen malli, jossa rakenteen huojunta- ja vääntymämuodot mallinnettuna. [3, s.210, alkuperäinen lähde: Davenport, A. G., *An Analysis of Wind Induced Building Movement and Column Strain Taken at the John Hancock Center (Chicago)*, BLWT-10-70, University of Western Ontario 1970, Canada, Kuva: Ron Nelson Photography]

Tuulitunnelikokeista saatavista tuloksista muodostetaan yleensä tilastollisia lukuarvoja joiden perusteella voidaan tehdä tarkempaa kuormitusanalyysiä mitoitus varten. Näiden tulosten perusteella on tarkoitus luoda arvio rakennuksen kuormitushistoriasta joka rakennukseen kohdistuu sen käyttöä aikana sekä vasteesta ja maksimikuormituksista ja verrata näitä käyttö- ja murtorajatilan vaatimuksiin. Yleisesti ottaen tuulitunnelikokeista saatavista tuloksista voidaan laskea neliöllinen keskiarvo, huippuarvot sekä keskimääräisen huippuarvon toteutumistodennäköisyys ja näiden perusteella arvioida rakennuksen vasteita. [3, s.220] Tuulitunnelitestauksessa käytettävistä testausmenetelmistä sekä tulosten käytöstä mitoituksessa kerrotaan enemmän kohdassa 4.3.

2.1.5 Laskennallinen virtausmallinnus

Ilman virtausta rajakerroksessa voidaan mallintaa myös laskennallisesti tietokonesimulaatiolla. Menetelmä vaatii todenmukaisen ympäristön mallinnuksen ja oikeanlaisen turbulentin kehittämisen virtaukseen. Käytännössä tarvittavan tarkan ympäristön mallinnus vaatii todella ison alueen mallinnuksen, joten laskenta voi monissa tapauksissa osoittautua aikaa vieväksi verrattuna tuulitunnelitestaukseen. Ongelmakohtien sekä paikallisten paineiden tarkastelu tietokonesimuloinnilla on kuitenkin mahdollista ainakin lineaarisella ja häiriöttömällä ilmapirtauksella. [13] Aiheeseen ei tässä työssä perehdytä tarkemmin, mutta se on yksi mahdollinen vaihtoehto tuulitunnelitestaukselle sekä jatkoa ajatellen tutkimisen arvoinen aihe käytännön suunnittelua varten.

2.2 Rakennuksen tuulivaste

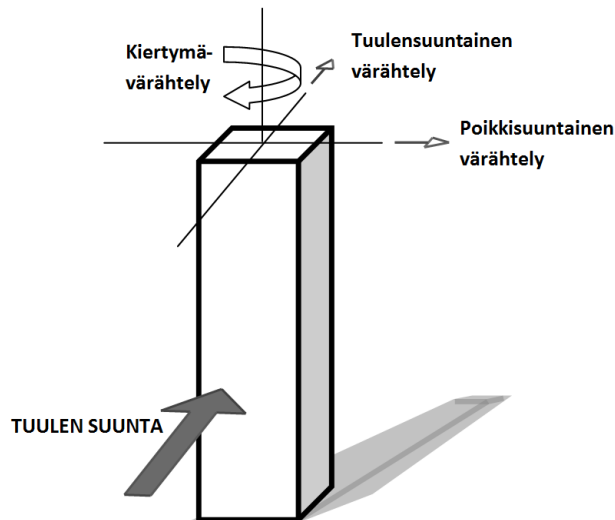
Tuulen ja rakenteen vuorovaikutusta kutsutaan aeroelastiseksi tapahtumaksi, jossa ilman liike aiheuttaa rakenteen liikettä ja rakenteen liike vaikuttaa vastaavasti ilman liikkeeseen. Aeroelastiseen tarkasteluun yleisesti sisältyy inertian, rakenteen kimmoisuuden ja aerodynamiikan yhteisvaikutusten arviointi. Todellisen prosessin monimutkaisuuden vuoksi tarkat teoreettiset arviot rakenteen reagoinnista kuormitukseen, eli vasteesta, ovat melko vaikeata saavuttaa ja näin ollen yleensä päädytään käyttämään yksinkertaisettuja tarkasteluja, joita tässä osassa esitellään.

2.2.1 Rakennuksen tuulikuormien arviointi

Oli kyse sitten kokeellisesta mitoituksesta tai normimitoituksesta, tuulikuormituksen määrittäminen aloitetaan rakenteen paikan tuuliolojen määrittämisellä. Tähän liittyen selvitetään myös ympäröivän maaston ja rakenteiden vaikutukset tuulen keskinopeuteen ja turbulentsisuuteen. Näiden tietojen perusteella määritetään rakenteeseen vaikuttavat staattiset tuulenpaineet sekä dynaamisten tuulikuormien osuudet. Ajan suhteen vaihtuva eli dynaaminen kuormitus vaatii aina erillisen tarkastelun, varsinkin jos kuormituksen taajuus on lähellä rakenteen ominaistaajuutta jolloin kuorman vaikutus voi moninkertaistua. Lisäksi rakennusten tuulimitoituksessa on syytä huomioida lyhytaikaiset nopeiden tuulten jaksot, jotka Suomen oloissa tarkoittavat pääasiassa ukkosmyrskyjä jotka voivat hetkellisesti aiheuttaa huomattavankin nopeita tuulia.

Erilaisten kuormitusten vaikutukset rakenteeseen riippuu sekä kuormituksen ominaisuuksista, että rakenteen ominaisuuksista. Rakenteen ominaisuuksista tärkeimmät tuulikuormituksen kannalta ovat muoto, jäykkyysjakauma, massajakauma ja vaimennussuhde. Kyseisten ominaisuuksien määrittämisestä rakenteelle tarkastellaan osassa 3.3. Yleisesti ottaen korkeita rakenteita voidaan käsitellä muodoltaan ulokkeena toimivina sylinterirakenteina. Rakenteen käyttäytymisestä tuulella suunnittelun kannalta kiinnostavia tuloksia ovat rakenteen taipumat, kiihtyvyydet, kaatava momentti sekä eri rakenneosiin vaikuttavat momentit. Näitä ja muita tuulen vaikutuksia rakenteisiin kutsutaan yleisesti vasteiksi.

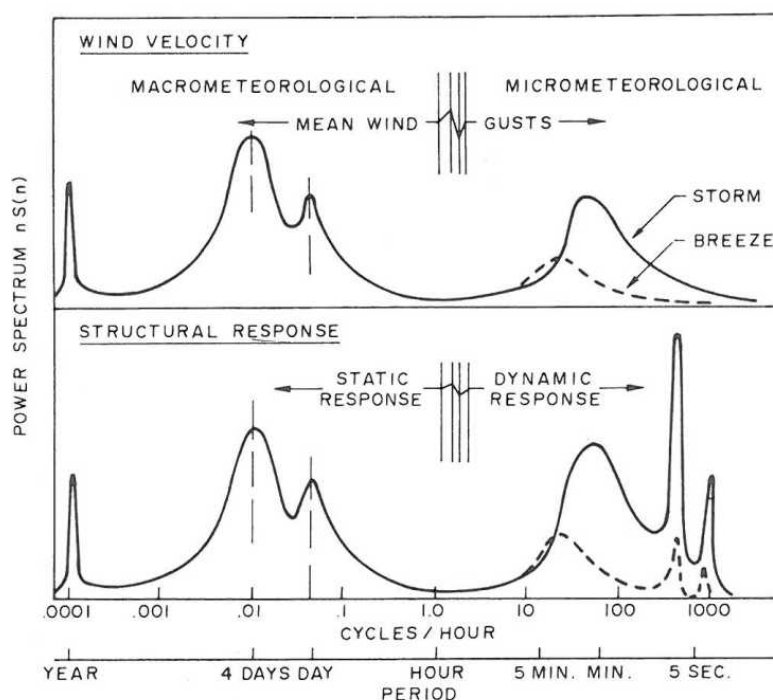
Rakennuksen vasteet huomioidaan mitoituksessa yleensä vähintään kolmessa eri pääsuunnassa, kuten on havainnollistettu kuvassa (Kuva 2.19). Riippumatta tuulen suunnasta, aiheutuu siitä rakenteelle kuormitusta moniin eri suuntiin. Käytännön tarkastelun kannalta rakennuksen vasteet jaetaan yleensä tuulensuuntaisiin ja poikkisuuntaisiin osiin, koska nämä ovat yleisesti pahimmat tuulikuormituksen kannalta. Rakennusten ylimpien kerrosten liike tapahtuu kuitenkin miltei aina molempiin suuntiin samanaikaisesti ja muistuttaakin lähinnä satunnaisesti oskilloivaa suoran edestakaisen liikkeen si-
jaan. [3, s.180]



Kuva 2.19 Rakennuksen päävastemuodot tuulikuormituksessa.

Rakenteen vaste tuulikuormituksessa voidaan jakaa kahteen eri tyyppiin, staattiseen ja dynaamiseen. Matalataajuuksisen, miltei tasaisen, tuulennopeuden yhteydessä rakenteen sivusiirtymä vastaa tilannetta, jossa rakenteeseen kohdistetaan vastaava staattinen kuorma. Tätä tilannetta kutsutaan myös taustavärähtelyksi tai normimitoituksessa myös kvasistaattiseksi kuormaksi, jossa on dynaaminen kuorma korvattuna vastaavalla staattisella kuormalla. Perustuulen tapauksessa tarkastellaan tuulen eri nopeuksien toteutumisen todennäköisyyksiä eri suunnista ja näiden vaikutusta rakenteen vasteeseen. Toisessa tilanteessa jossa tuulennopeuden vaihtelun taajuus lähenee rakenteen ominaistajuutta, käsitellään tuulta dynaamisena kuormituksena. Tässä kuormitustapauksessa tarkastellaan annetun keskituulen suunnan ja nopeuden tapahtuessa suurinta dynaamista vastetta. Eroa staattisen ja dynaamisen vasteen välillä havainnollistetaan kuvassa (Kuva 2.20). Kuvasta voidaan myös havaita esimerkkinä käytetyn rakenteen ominaistajuuksien alueet piikkinä vastekäyrässä lyhyillä kuormitusyyskeillä. Staattista ja dynaamista kuormitustilannetta käsitellään erilaisina mitoitusongelmina, ensimmäistä enemmän yleisenä ilmastomuuttujana ja toista aerodynaamisena ja aeroelastisena ongelmana rakenteen vasteesta joka sisältää sekä tasaisen että vaihtuvan osan. [3, s. 179]

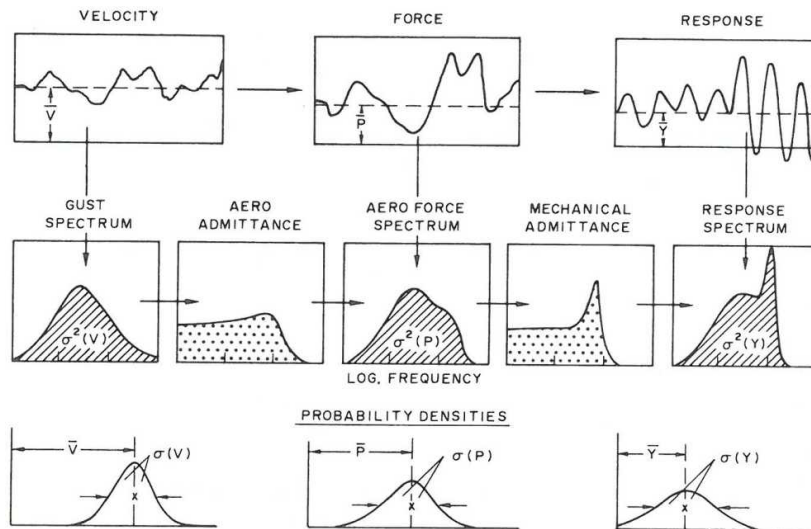
Tuulikuormitus on luonteeltaan satunnaisesti vaihtelevaa, joten sitä ei voida esittää ajasta riippuvana kuormitusfunktiona. Sen sijaan tuulikuormitusta käsitellään yleensä tilastollisessa muodossa ja näin ollen myös rakenteen tuulivaste perustuu tilastollisiin tuloksiin. Havainnointitarkoituksissa voidaan tosin luoda mahdollisimman todenmukainen tuulikuormitushistoria, laittaa se vaikuttamaan rakenteeseen ja arvioida näin ajan suhteen muuttuvia tuloksia. Lopulta saatavat tulokset tällä tarkastelulla ovat periaatteessa samat, koska synteettisen kuormituksen generointiin käytetään tilastollisia arvoja ja tulosten tulkinta perustuu myös niiden esittämiseen tilastollisessa muodossa. Suoran aikaintegroinnin ja spektrianalyysin eroja on käsitelty kohdassa 4.5.



Kuva 2.20 Tuulen nopeuden vaihtelun ja rakenteen vasteen voimaspektrit eri taajuuksilla. [3, s. 179, alkuperäinen lähde: Davenport, A. G., *An Approach to Human Comfort Criteria for Environmental Wind Conditions*, Colloquium on Building Climatology (Stockholm, Sweden). 1972]

Tuulensuuntaisen liikkeen tutkimisessa tuulen nopeusvaihteluita on käytännöllistä tarkastella niiden aallonpituuksien perusteella taajuuksien sijaan. Mikäli tuulen keskinopeus annetulla korkeudella on $v(h)$, voidaan kyseinen aallonpituus laskea kaavasta $\lambda = v(h)/n$, jossa λ on puuskan koko ja joka aiheuttaa tuulen kuormituksen vaihtelua taajuudella n . Puuskan aiheuttaman kuorman suuruus riippuu sen koosta suhteessa rakenteen kokoon. Pienitaajuuksisten puuskien vaikutus rajoittuu usein pienelle alueelle ja samanaikaisesti eri puolilla rakennusta niissä esiintyy myös todennäköisesti toistensa kumoavia komponentteja. Suurilla aallonpituuksilla taas puuskan vaikutukset välittyvät todennäköisesti koko rakenteen alalle samanaikaisesti. [3, s.181]

Tuulen nopeusvaihtelun välittymisen prosessia kuormitukseksi rakenteelle ja edelleen rakenteen vasteeksi havainnollistetaan spektrimuodossa kuvassa (Kuva 2.21). Käytännön mitoituksessa puuskaisuuden vaikutukset huomioidaan puuskakertoimella. Vastavaa kerrointa ei kuitenkaan käytetä Eurokoodissa, vaan staattisessa mitoituksessa se on sisällytetty puuskanopeuspaineeseen q_p ja dynaamisessa mitoituksessa rakennekertoimen komponenttiin B , joka on taustapyörteiden vaikutusparametri. [1] Eurokoodimitoitukseen palataan kohdassa 4.5.5.



Kuva 2.21 Rakenteen vasteen muodostaminen tilastollisessa tarkastelussa. [3, s. 188, alkuperäinen lähde: Davenport, A. G., *Gust Loading Factors*, Journal of the Structural Division, ASCE 1967, Vol. 93, No. ST3, Proc. Paper 5255, pp. 11-34]

Tuulen suuntaan nähden poikittainen rakenteen vaste ja sen aiheuttamien dynaamisten kuormitusten määrittäminen on hieman monimutkaisempaa kuin tuulensuuntainen kuormitus. Aikaisemmin kohdassa 2.1.3 mainittu pyörrerataheräte on monessa korkean rakennuksen tapauksessa osoittautunut määrääväksi rakenteen suurimman vasteen osalta. Kuvassa (Kuva 2.22) havainnollistetaan tilannetta, jossa rakennuksen sivuille muodostuu pyörteitä jotka käytännössä synnyttävät vaihtelevia paineita rakennuksen molemmille sivuille. Näiden pyörteiden muodostuminen perustuu moneen eri mekanismiin, esimerkiksi suojan puolen pyörteisyyteen, virtauksen alkupyörteisyyteen ja rakenteen poikittaiseen värähtelyyn. [4, s.111] Yksinkertaisimmissa tapauksissa pyörteiden irtoamisen taajuutta voidaan arvioida Strouhalin luvun kaavalla:

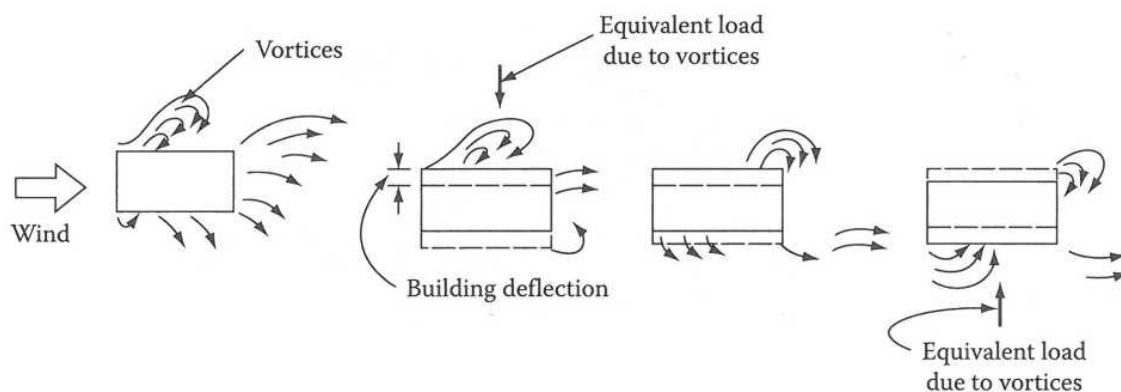
$$n = S \frac{V}{D} \quad (2.14)$$

jossa

n	on pyörteiden irtoamisen taajuus
D	on sylinterin halkaisija tai tuulenvastainen leveys
V	on tuulen nopeus suhteessa sylinteriin
S	on poikkileikkauksen Strouhalin luku (taulukoitu esimerkiksi SFS-EN1991-1-4 taulukko E.1 ja kuva E.1)

Pienillä tuulennopeuksilla pyörteiden irtoaminen tapahtuu molemmilta puolilta samanaikaisesti, mutta tuulen nopeuden kasvaessa pyörteiden irtoaminen tapahtuu vuorotellen, jolloin rakenteeseen aiheutuu vaihteleva poikkisuuntainen kuormitus (Kuva 2.22). Vuorottelevan kuorman taajuus on tasan puolet pyörteiden irtoamisen taajuudesta. [8, s.262] Tämä poikittainen kuormitus ja sen taajuus on syytä tarkistaa suhteessa rakenteen ominaistaajuuteen, sillä tietyissä tilanteissa kuormituksen aiheuttama värähtely voi muodos-

tua merkittäväksi. Eurokoodin mukaan [1] pyörreratailmiön vaikutukset tulee tutkia, mikäli rakennuksen kapeimman osan leveys on alle kuudesosa sen korkeudesta. Lisäksi viereisten rakenteiden aiheuttaman pyörreradan vaikutukset tarkasteltavaan rakennukseen on huomioitava mitoituksessa, mikäli rakennusten etäisyys on alle 25 kertaa pyörreradan aiheuttaman rakenteen leveys. [1]

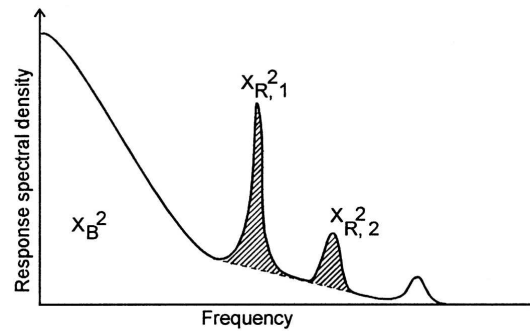


Kuva 2.22 Pyörteiden irtoamisen vaihtelu puolelta toiselle aiheuttaa poikittaista värähtelyä. [8, s.262]

Tuulen keskinopeuden lisäksi siis myös tuulen turbulentsisuus sekä pyörteiden irtoaminen vaikuttavat huomattavasti rakenteeseen kohdistuvaan kuormitukseen ja näin ollen myös rakenteen vasteeseen. Tuulikuormituksen monimutkaisen luonteen vuoksi voidaan todeta, että tuulimitoitus on jo pelkästään kuormituksen määrittelyn osalta melko haastavaa. Lisäksi tuulimitoitukseen olennaisesti kuuluvan rakenteiden dynamiikan aiheet lisäävät mitoituksen työmäärään. Rakenteen vasteen määrittämiseen ja rakenteiden dynamiikkaan yleensä palataan tarkemmin luvussa 3.

2.2.2 Rakennuksen värähtely

Rakenteen värähtely tuulikuormituksessa aiheutuu pääasiassa tuulen turbulentsisuudesta sekä pyörteiden irtoamisesta rakenteen sivuilta. Turbulentti tuuli aiheuttaa rakenteen kohdasta ja ajasta riippuvan dynaamisen kuormituksen, joka luonnollisesti saa rakenteen värähtelemään. Värähtelystä voidaan käsitellä erikseen taustavärähtelyn ja rakenteen ominaistaajuudella tapahtuvan, resonoivan, värähtelyn osuuksia (Kuva 2.23). Ajan suhteen muuttuvan eli dynaamisen kuormituksen vaikutuksia rakenteen vasteeseen voidaan käsitellä esimerkiksi joko suoralla aikaintegroinnilla tai vastespektrimenetelmällä, joihin palataan tarkemmin kohdassa 3.2.



Kuva 2.23 Rakenteen vasteen tiheysspektri, jossa on havaittavissa pääasiassa matalataajuuksinen taustavärähtely x_B^2 sekä varjostetuilla osilla rakenteen ominaistajuuksilla esiintyvä resonoiva värähtely $x_{R,i}^2$. [2, s.94]

Kuvan (Kuva 2.23) tilanne kuvastaa rakennuksen vasteen spektritiheyttä eritaajuuksissa kuormituksessa. Matalilla taajuuksilla rakenteen vaste on niin sanottua taustavärähtelyä, joka vaikuttaa kaikkiin rakennuksiin ja rakenteisiin samalla tavalla. Tätä kuormitusta voidaan jopa yksinkertaistaa rakenteeseen vaikuttavaksi staattiseksi kuormaksi. Korkeammilla kuormitustaajuuksilla vasteesta voidaan havaita rakenteen ominaistajuuksien resonoivat vasteet. Nämä vasteet muuttuvat sitä merkittävämmäksi, mitä korkeammasta rakennuksesta on kyse. Korkeampien rakenteiden ominaistajuuksien on pääsääntöisesti matalampi ja niiden resonanssivaste esiintyy siis matalammilla taajuuksilla, joissa myös taustavärähtely on voimakkaampaa. [2, s.95] Rakenteen pyörrerähteestä johtuva poikittainen värähtely voi olla hyvin voimakasta, mikäli rakenne on kevyt ja sen sisäinen vaimennus on pieni. Tätä rakenteen värähtelyherkkyyttä arvioidaan Scrutonin luvulla kaavan (2.15) mukaisesti.

$$Sc = \frac{2\delta_s m_e}{\rho D^2} \quad (2.15)$$

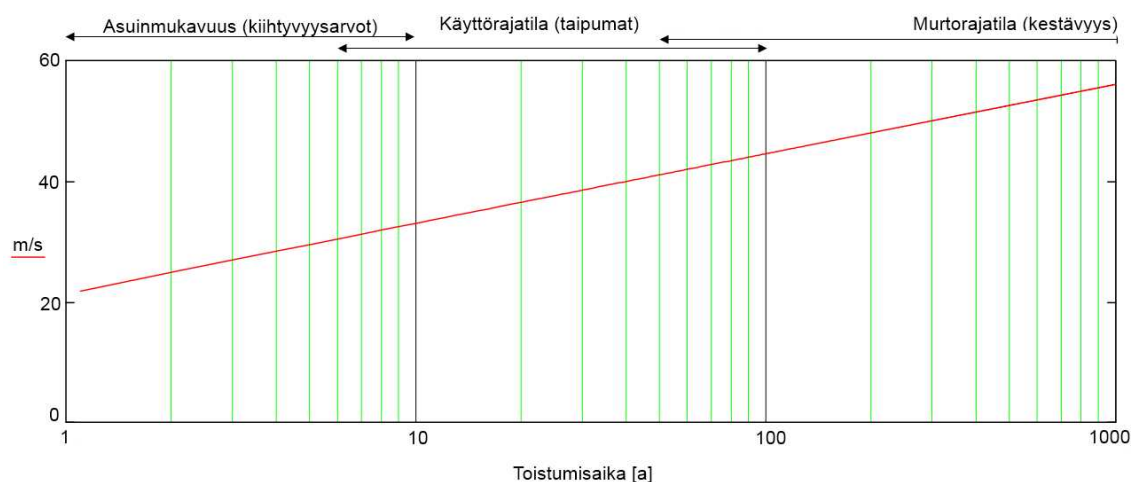
jossa	δ_s	on rakenteen sisäinen vaimennus (logaritminen dekrementti)
	m_e	on ekvivalentti massa pituusyksikköä kohti
	ρ	on ilman tiheys
	D	on rakenteen poikkileikkauksen leveys

Rakennusten värähtelymitoituksessa selvitettäviä lukuarvoja ovat kuormituksen dynaamisen osan ekvivalentti staattinen kuorma sekä rakenteen osien kiihtyvyyssarvot ja amplitudit. Lisäksi joissakin tilanteissa kiinnostuksen kohteeksi muodostuu myös kuormitussykliä esiintymistiheys väsymistarkasteluiden yhteydessä. Rakenteen värähtelyn amplitudia sekä kiihtyvyyttä voidaan arvioida tarkkojen laskennallisten menetelmien lisäksi myös eri lähteissä johdetuilla likiarvokaavoilla. Liitteessä 4 on esitetty tuulen suuntaisen ja poikittaisen vasteen laskentatavat neljällä eri menetelmällä; ASCE-, NBCC- ja EC-normien mukaisesti sekä Simiu & Scanlan, kirjassa [14], esitetyllä tavalla. Eurokoodimitoitusta on käsitelty myös tarkemmin kohdassa 4.5.5. Kiihtyvyyssarvo-

jen laskennan kohdalla ovat likiarvomenetelmät erittäin riippuvaisia rakennuksen ominaistajuudesta. Näin ollen on kiihtyvyyssarvojen arvioinnissa syytä käyttää tarkemmalla analyysillä johdettua ominaistajuutta likiarvojen sijaan. [8, s.315] Lisäksi on syytä huomioida, että kyseiset parametrimenetelmät tekevät lukuisia oletuksia rakenteesta, jolloin ne antavat huonosti todenmukaisia tuloksia esimerkiksi epälineaaristen rakenteiden kohdalla. Rakenteen ekvivalentin staattisen kuorman sekä kiihtyvyyssarvojen määrittämiseen tarkemmin palataan luvussa 4.5.

2.2.3 Käyttörajan vaatimukset

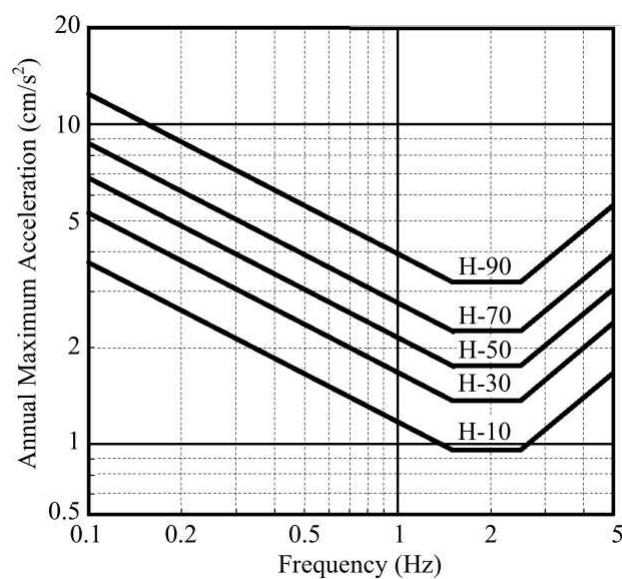
Rakenteen vastetta dynaamisessa kuormituksessa tulee rajoittaa esimerkiksi kiihtyvyyssarvojen, taipumien ja rakenteiden jännitysten rajaehdojen täyttymiseksi. Rakenteen värähtelyn kiihtyvyyssarvot liittyvät asuinmukavuuteen, ja niiden rajojen täyttymiseen tarkastellaan melko usein esiintyviä tuulioloja (Kuva 2.24). Taipumien rajoittaminen liittyy rakenneosien ja sekundäärirakenteiden toleransseihin rakenteen taipumille. Liian suuri rakenteen taipuma tuulikuormituksessa voi johtaa runkoon liittyvien osien halkeiluun ja järjestelmien toimintahäiriöihin. Rakenteellisten jännitysten rajoittaminen liittyy plastisten muodonmuutosten syntymisen sekä lopulta rakenteen kaatumisen tai sortumisen estämiseen. Lisäksi joissakin rakenteissa on syytä tarkistaa rakenteiden väsyminen, eli usein toistuvien kuormitus syklien vaikutus rakenteiden lujuuteen.



Kuva 2.24 Esimerkki suurimmista todennäköisistä vuosittaisista 10 min tuulen keskiarvoista eri toistumisaajoilla, sekä niitä vastaavien mitoitus tilanteiden jakautuminen. Käytettävä toistumisaika riippuu tarkastelumenetelmistä sekä asetetuista kriteereistä.

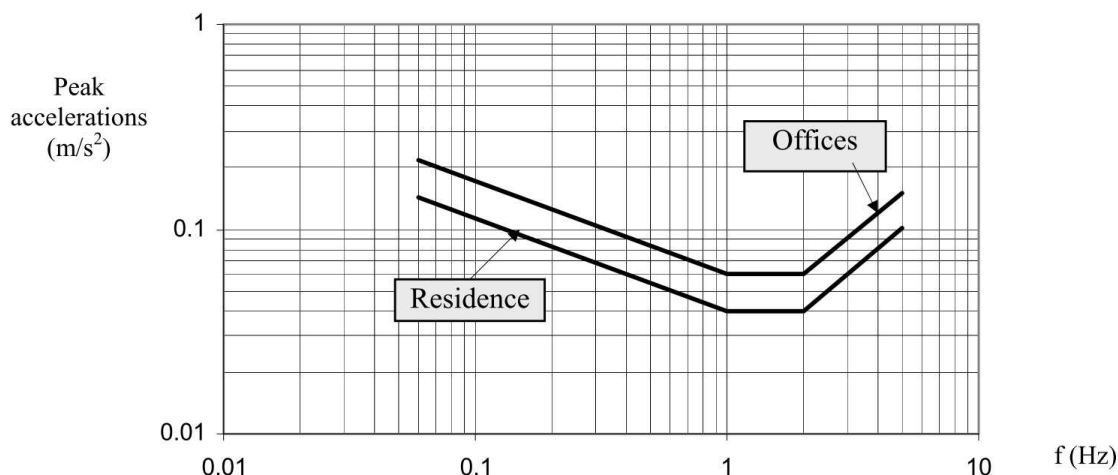
Korkeassa rakennuksessa tuulivaste on mahdollista havaita ihmisaistein jo kohtalaisellakin tuulella. Asukkaat voivat kokea rakennuksen huojumisen epämiellyttävänä tai jopa sietämättömänä. Onkin tavanomaisempaa rajoittaa rakennuksen huojuntaa asuinmukavuuden kuin rakenteellisen kestävyys varmistamiseksi sillä korkeiden rakennusten rakenteet kestävät todennäköisesti huomattavasti enemmän liikettä ja huojuntaa kuin sen asukkaat ja käyttäjät.

Varsinaisen kiihtyvyyssaistimuksen lisäksi asuinmukavuuteen vaikuttaa muut vihjeet rakennuksen liikkeistä, kuten näköaistimukset, rakenteiden liikkeiden äänet ja tuulen aiheuttamat äänet julkisivussa. Ihmisten kokemaan kiihtyvyyssaistimukseen vaikuttaa myös monet asiat, kuten kehon asento, mieliala ja rakennuksen liikkeen taajuus. On kuitenkin tutkittu, että keskimäärin kiihtyvyydsarvolla 0,5 – 1,5 % maan vetovoiman kiihtyvyydestä tulee liikeaistimus havaittavaksi suurella osalla ihmisiä. [8, s.315] Liikeaistimusten havaitsemisesta on esitetty (Kuva 2.25) myös tarkempi ohjearvo JIA:n (Japan Institute of Architects) julkaisuissa. Kaaviossa on esitetty liikkeen havaitsemisen todennäköisyys eri liikkeen taajuuksilla. Aikaisemmissa JIA:n ohjeistuksessa oli annettu suositus asuinrakennuksille välille 10 – 20 % todennäköisyys yhden vuoden toteutumisjaksolle, mutta uusituissa ohjeissa tätä ei ole. [15]



Kuva 2.25 Eri taajuuksisten kiihtyvyyksien havaitsemisen todennäköisyys ihmisillä. Kaaviossa H-luku ilmoittaa niiden ihmisten prosenttiosuuden, jotka havaitsevat kyseisen kiihtyvyyden. [15, s.12, alkuperäinen lähde: JIA Guidelines 2004]

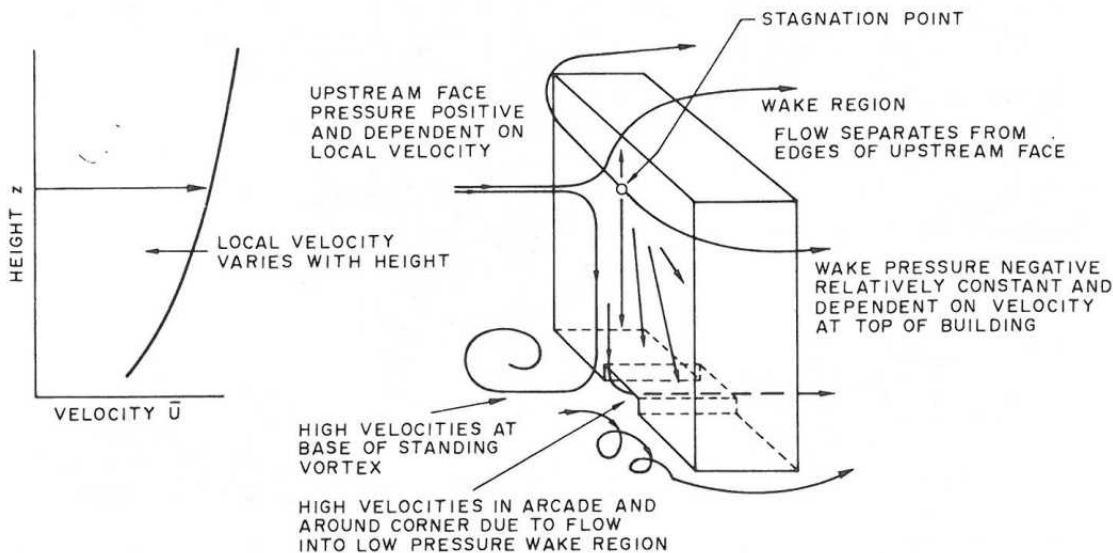
Japanin ohjeistuksesta poiketen esimerkiksi Kanadan rakennusmääräyksissä on suositellut kiihtyvyydsarvot annettu välille 1 - 3 % maan vetovoiman kiihtyvyydestä, mutta nämä rajat ovat riippumattomia liikkeen taajuudesta. Kyseiset arvot ovat 10 vuoden toteutumisjaksolle. Alemmat rajat ovat asuinrakennuksille ja korkeammat liikerakennuksille. [8, s.315] Kansainvälinen korkeiden rakennusten järjestö, The Council on Tall Buildings and Urban Habitat, suosittaa kiihtyvyydsarvoiksi prosentteina maan vetovoiman kiihtyvyydestä 10 vuoden mitoitusuulella 1-1,5 % asuinrakennuksille, 1,5-2 % hotelleille ja 2-2,5 % toimistorakennuksille. [8, s.335] Sen sijaan esimerkiksi ISO standardissa 10137 on suositellut kiihtyvyydsarvorajat annettu taajuudesta riippuvaisina huippuarvoina yhden vuoden mitoitusuulella kuvan (Kuva 2.26) mukaisesti. Suunnittelussa jääkin päätettäväksi tapauskohtaisesti millainen vaste sallitaan ja miten usein.



Kuva 2.26 ISO standardissa 10137 on esitetty kaavion mukaiset kiihtyvyyssarvojen suositusrajat kiihtyvyyden huippuarvolle yhden vuoden mitoitusuulella. [16, s.1, alkuperäinen lähde: ISO 10137]

Taipumien rajojen asettamisen pääsyynä on yleensä julkisivun, väliseinien ja runkoon liittyvien muiden kantamattomien rakenteiden halkeilun tai vaurioitumisen rajoittaminen. Liiallinen taipuma voi aiheuttaa myös julkisivun tiiviyyden pettämistä, joka taas voi sateisissa myrskyoloissa johtaa kosteusongelmiin. Lisäksi taipumien rajoittamisella pyritään vähentämään toisen kertaluvun vaikutuksia rungon jännityksiin. [8, s.891] Rakennejärjestelmästä riippuen on leikkaus- ja taipumamuodonmuutoksella erilainen osuus kokonaistaipumaan. Molemmat taipumat huomioituna, on kokonaistaipuman raja välillä $H/400 - H/600$, jota pidetään hyvin konservatiivisena rajana. [8, s.891] Rakennuksen taipumalle ei ole olemassa suoria raja-arvoja, mutta alustavana tavoitteena voidaan pitää $H/500$ kokonaistaipumalle sekä $h/400$ kerroskohtaiselle taipumalle kerran 50 vuodessa esiintyvällä kuormituksella. [1] On myös syytä huomata, että taipumarajat pätevät niin taustavärähtelyn aiheuttamaan taipumaan kuin dynaamisen resonanssivärähtelyn suurimpaan taipumaan. Rakennuksen taipumaan ja jäykkyyteen palataan kohdassa 3.3.

Ympäristöään huomattavasti korkeampi tai yleensäkin laajakokoinen rakennus voi aiheuttaa poikkeavia tuulioloja myös maan pinnan läheisyydessä ja tämä voi olla häiritsevää jalankulkijoille. Korkea rakennus voi ohjata ylempiä nopeita tuulia alas ja rakennusten väleissä ilman virtaus voi nopeutua entisestään. Samoin minkä tahansa avoimella paikalla olevan, seinäalaltaan laajan, rakennuksen ympäristössä voi ilmetä nopeutuneita ilmavirtauksia. Lisäksi rakennuksen nurkkiin syntyvät pyörteet voivat ulottua maahan asti ja aiheuttaa puuskaista tuulta ja voimakkaita virtauksia (Kuva 2.27).



Kuva 2.27 Ilman virtaus rakennuksen ympäri. [3, s.227, alkuperäinen lähde: Melbourne, W. H. & Joubert, P. N., *Problems of Wind Flow at the Base of Tall Buildings, Proceedings of the International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures 1971 (Tokyo, Japan)*]

Rakennuksen ympäristön puuskittaisten ilmapvirtausten ilmeneminen riippuu paljon tuulen suunnasta ja ne voivat olla vain hetkellisiä. Mikäli mahdollista, on kuitenkin syytä tarkistaa haitallisten tuulennopeuksien ilmeneminen katutasolla ainakin vallitsevan tuulensuunnan yhteydessä esimerkiksi tuulitunnelikokeilla. [3, s.155] Hyväksyttävien tuulennopeuksien rajojen määrittely on tapauskohtaista, mutta yleisesti voidaan todeta, että 10 m/s tuulennopeutta pidetään hyvin epämiellyttävänä sekä liikkumista vaikeuttavana ja 20 m/s tuulta vaarallisena ulkona liikkujille. [3, s.230] Vertailunopeutena jalankulkualueiden turvallisuudelle voidaan pitää kerran vuodessa ylittyvää tuulennopeutta. [8, s.334] Mukavuusrajan vertailukohtana voidaan pitää tuulennopeutta, joka ylittyy 5 % ajasta vuosittain. Karkeasti arvioituna tämä tarkoittaa muutaman tunnin mittaista myrskyä joka esiintyy kerran viikossa. [17, s.15] Paikallisten tuulennopeuksien määrittelyyn käytetään tuulitunnelitestausta ja tähän on olemassa useita eri menetelmiä kuten kuuma-lanka-anemometrimittaus, laser-doppler-mittaus ja kevyen jauheen huuhtoutuminen. Kyseisiä menetelmiä ei käsitellä tässä, mutta niistä löytyy tietoa useasta alan lähteestä.

2.2.4 Murtorajatilan vaatimukset

Rakennuksen murtorajatilan kestävyyttä tuulikuormituksessa tarkastellessa tulee ottaa huomioon erikseen sekä rungon kokonaiskuormitus että rakenneosien suurimmat paikalliset kuormat. Lisäksi on syytä tarkastella rakenteen ja rakenneosien kestävyyttä rakentamisen eri vaiheissa sekä onnettomuustilanteissa, joissa paine pääsee vaikuttamaan myös sisäpuolelle. Lisäksi dynaamisen kuormituksen osalta täytyy huomioida myös usein toistuvien kuormitus syklien vaikutus rakenteiden väsymiseen.

Korkeat rakennukset eroavat normaalista mitoituksesta juuri matalan ominaistajuutensa vuoksi. Tästä syystä esimerkiksi tuulikuormitus voi resonanssissa kehittää rakenteelle huomattavan paljon suurempia jännityksiä sekä liikkeen amplitudeja kuin matalille rakennuksille. Kokonaisuutta tarkastellessa rakennuksen murtuminen kovassa tuulikuormituksessa johtuu lopulta toisen kertaluvun momenteista eli huipun taipuman aiheuttamasta rakennuksen oman painon epäkeskisyydestä ja sen aiheuttamista jännityksistä rakenteelle. Siksi onkin varmistettava että tuulenpaineen aiheuttama kokonaiskuormitus ei ylitä rakenteen kokonaisvakavuuden rajaa. [3, s.150]

Vaikka valmiin korkean rakennuksen sortumaa ei tuulen vaikutuksesta ole tiedettävästi koskaan tapahtunut, on kova tuuli aiheuttanut vakavia vaurioita rakennuksille monissa tapauksissa, sekä romahduttanut keskeneräisen rakennuksen (Kuva 2.28). [3, s.148] Rakennusten rungot voivat kestää hyvin korkeitakin tuulia sortumatta, kuten osoittaa esimerkiksi vuonna 1970 tapahtunut korkeimman F5-luokan tornadon osuminen 20-kerroksiseen rakennukseen Lubbockissa, Texasissa. Rakennus kärsi vakavia vaurioita julkisivuilla ja pysyvän muodonmuutoksen runkoon, mutta runko oli edelleen käyttökelpoinen perusteellisen tarkastuksen ja korjauksen jälkeen. [18, 3 s.152]



Kuva 2.28 Kuvassa on tuulikuormituksessa sortunut keskeneräisen teräsrunkoisen rakennuksen runko. Onnettomuus sattui vuonna 1958 Torontossa. Kuva: J. Lynch, Federal News Photos Canada, Ltd. [3, s.148]

Täydellisten sortumien harvinaisuuden vuoksi ovat julkisivun vauriot osoittautuneet vaarallisemmaksi tilanteeksi äärimmäisissä tuulennopeuksissa. Esimerkiksi julkisivujen ikkunoiden ja muiden rakenneosien mitoituksessa tuleekin huomioida tuulennopeuksien ja – paineiden huippuarvot. Lisäksi julkisivujen osien murtuessa tulisi niiden edelleen

pysyä kiinni rakennuksessa putoamisen sijaan. Ikkunarakenteisiin kohdistuvaan paineeseen vaikuttaa ulkopinnan painejakauman lisäksi myös julkisivun rakenteiden tiiveys ja luonnollisesti myös sisällä vaikuttava paine. Julkisivun rakenteiden ja lasien mitoituksen onnettomuustilanteeksi voidaan lukea esimerkiksi tapahtuma, jossa tuulessa lentävä esine rikkoo yhden ikkunan, joka taas johtaa sisäisen paineen nousuun sekä mahdollisesti muiden lasien hajoamiseen paineen vaikutuksesta. On arvioitu [8, s.321], että esimerkiksi 50-kerroksisen rakennuksen yläosissa hajonnut ikkuna voi aiheuttaa jopa ± 1 kPa paineenmuutoksen sisälle.

3 RAKENNUSTEN DYNAAMISET OMINAISUUDET

Luvussa kaksi määriteltiin tuulen ominaisuuksia, tuulitekniikan perusteita, käsitteitä virtausopin alalta sekä tuulen vaikutuksia rakennuksiin. Tässä luvussa käsitellään rakenteiden dynamiikkaa, rakenteen vastetta tuulikuormitukseen ja vasteen rajoittamisen keinoja vaimennusta lisäämällä. Luvussa käydään läpi myös keskeisesti tuulitekniikkaan liittyviä matemaattisia aiheita kuten signaalinkäsittelyn funktiot ja Fourier-muunnokset.

3.1 Rakenteiden dynamiikan perusteita

Rakenteiden vaste ajan suhteen muuttuviin kuormiin perustuu rakenteiden dynamiikkaan. Vaikka yleensä rakennusten oletetaan olevan staattisessa tasapainossa, ovat erityisesti korkeat rakennukset tuulesta johtuvan jatkuvasti muuttuvan kuormituksen kohteena. Tuulikuormitusta voidaan tarkasteluissa yksinkertaistaa ja muuttaa se staattiseksi korvausvoimaksi, mutta tämä tarkastelu ei ole kovin perusteellinen kuvaamaan rakennukseen kohdistuvia rasituksia tai rakennuksen liikettä.

Rakenteiden värähtelyn tarkastelemiseksi onkin miltei aina tarpeen tutkia asiaa rakenteiden dynamiikan laskentamenetelmillä. Dynamiikassa pätevät periaatteissa samat tasapainoehdot kuin statiikan yhtälöissä. Kun tasapainoyhtälöön lisätään liikettä vastustavat voimat inertia ja vaimennus sekä ajassa muuttuvat komponentit, kuten esimerkiksi ulkopuolinen voima, saadaan rakenteelle liikeyhtälö, jota voidaan pitää dynaamisen analyysin perustana. Yksinkertaisissa esimerkeissä voidaan käyttää Newtonin mekaniikan periaatteita, mutta monimutkaisemmissa systeemeissä käytetään analyttiseen mekaniikkaan perustuvia laskentamenetelmiä kuten virtuaalisen työn periaatetta.

Rakenteiden dynamiikassa yleensä oletetaan rakenteiden ominaisuuksien, eli massan, jäykkyyden ja vaimennuksen olevan vakioita. Lisäksi muodonmuutosten oletetaan usein olevan hyvin pieniä ja näin ollen materiaalien oletetaan toimivan myös lineaarisesti. Todellisuudessa rakennuksien rungot poikkeavat näistä oletuksista hieman ja näiden oletusten vaikutukseen palataan myöhemmin kohdassa 4.4. Todenmukainen rakennuksen dynaaminen laskentamalli sisältäisi äärettömän monta vapausastetta, joten rakennetta yksinkertaistetaan laskennan mahdollistamiseksi tarpeen mukaan. Yksinkertaisimmillaan ulokerakenne, tässä tapauksessa rakennus, voidaan muuttaa yksivapausasteiseksi värähtelijäksi. Monissa käsinlaskentatilanteissa monikerroksinen rakennus muutetaan kuitenkin kerroksittain keskitetyksi systeemiksi jossa yksi kerros muodostaa yhden va-

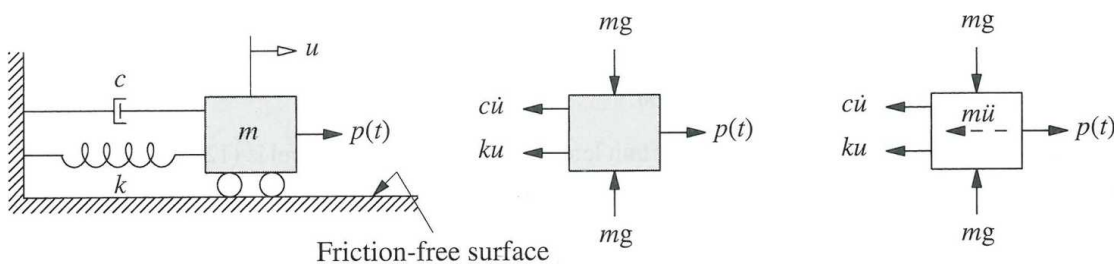
pausasteen. Tarkemmissa tietokonemalleissa vapausasteita voidaan suureen ja monimutkaiseen rakenteeseen sisällyttää jopa miljoonia.

Kuormitusyhtälöiden muodostaminen tuulikuormituksessa perustuu melko monimutkai-
siin menetelmiin. Tuulikuormituksen luonne on satunnaista ja näin ollen se aiheuttaa
rakenteille myös satunnaista värähtelyä. Rakenteen käyttäytyminen erilaisissa mielival-
taisissa kuormitustilanteissa on kuitenkin helpompi ymmärtää, kun ensin tutkitaan yk-
sinkertaisempia kuormitustilanteita kuten harmonista kuormitusta. Rakenteiden dyna-
miikan aiheista löytyy paljon lähdekirjallisuutta, joten tässä kappaleessa aiheen perusteita
kuvataan vain lyhyesti ja keskitytään rakennusten tuulivärähtelyn ongelmiin.

3.1.1 Yhden vapausasteen vapaa värähtelijä

Yksinkertaisen värähtelijän liikeyhtälöä Newtonin mekaniikan mukaisesti voidaan esi-
tellä tarkastelemalla kuvan (Kuva 3.1) systeemiä, jossa on massa ja siihen liittyvät jousi,
vaimennin ja ulkoinen kuormitus. Massan siirtymää kuvataan tässä tunnuksella u , sen
nopeutta siirtymän derivaatalla \dot{u} ja kiihtyvyyttä siirtymän toisella derivaatalla \ddot{u} . Kun
tarkastellaan massan liikettä vastustavia voimia, voidaan ensimmäisenä niistä erottaa
inertia. Inertia, joka perustuu massan hitauteen, on d'Alembertin periaatteeseen kuuluva
kuvitteellinen voima, jonka avulla tasapainoyhtälö saadaan tasapainoon eri ajan hetkillä.
Inertia vastaa voimaa, joka on suuruudeltaan massa kertaa kiihtyvyys \ddot{u} ja vaikuttaa
liikettä päinvastaiseen suuntaan. [19, s.15]

Massan liikettä vastustaa lisäksi jousi, jonka voima riippuu massan siirtymästä u . Lisäk-
si systeemissä vaikuttaa vaimennin, jonka liikettä vastustava voima riippuu liikkeen
nopeudesta \dot{u} . Näiden tekijöiden summa vastaa systeemiin kohdistettua ulkoista voimaa
kullakin ajan hetkellä. Vapaassa värähtelijässä tämä summa on nolla.



Kuva 3.1 Kuvassa on esitetty yhden vapausasteen massa-jousi-vaimennin-systeemi ja sen vapaakappale-
kuva vakionopeudessa sekä kiihtyvässä liikkeessä. [19, s.20]

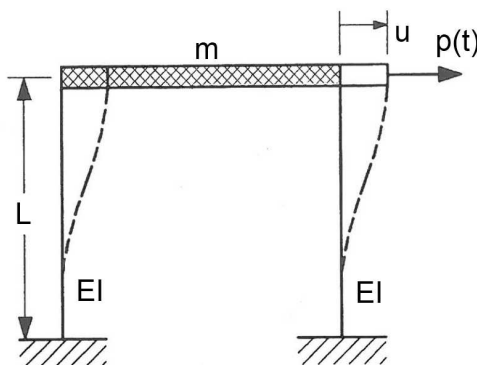
Näistä komponenteista saadaan yksinkertaisen vaimennetun värähtelijän liikeyhtälö:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

(3.1)

jossa	m	on systeemin massa (kg)
	c	on vaimennusluku (Ns/m)
	k	on jousivakio (N/m)
	$p(t)$	on ulkoinen voima ajan hetkellä t

Kuvan (Kuva 3.1) esimerkin tilanteella voidaan kuvata esimerkiksi yksikehaisen rakenteen liikettä massa kohdistuvan kuormituksen alla. Kuvassa (Kuva 3.2) on esitetty vastaavat merkinnät kehärakenteelle. Rakenteen vaimennusluku c määritetään rakenteen sisäisenä vaimennuksena. Rakenteen jousivakio määritetään tässä tapauksessa normaalisti vastaavan kehän jäykkyyden mukaan $k = 24EI/L^3$. Rakenteen massa on mallissa yksinkertaistettu yhdeksi massaksi ja johon myös ulkoinen voima vaikuttaa. Kuormituksella voidaan kuvastaa esimerkiksi tuulen aiheuttamaa kuormaa.



Kuva 3.2 Yksinkertainen kehärakenne, johon vaikuttaa ulkoinen kuorma $p(t)$.

Yksinkertaisen yhden vapausasteen värähtelijän vastetta eri ominaisuuksilla ja kuormituksilla on havainnollistettu liitteen 2 laskelmissa. Yhden vapausasteen värähtelijän ominaisuuksien tarkastelussa tärkeimpiä kohtia ovat ominaistaajuus, kriittinen vaimennusluku ja vaimennussuhde. Rakenteen ominaistaajuus tarkoittaa taajuutta, jolla se värähtelee, kun se lasketaan vapaaseen värähtelyyn. Systeemin ominaiskulmataajuus lasketaan kaavan (3.2) mukaisesti.

$$\omega_n = \sqrt{k/m}$$

(3.2)

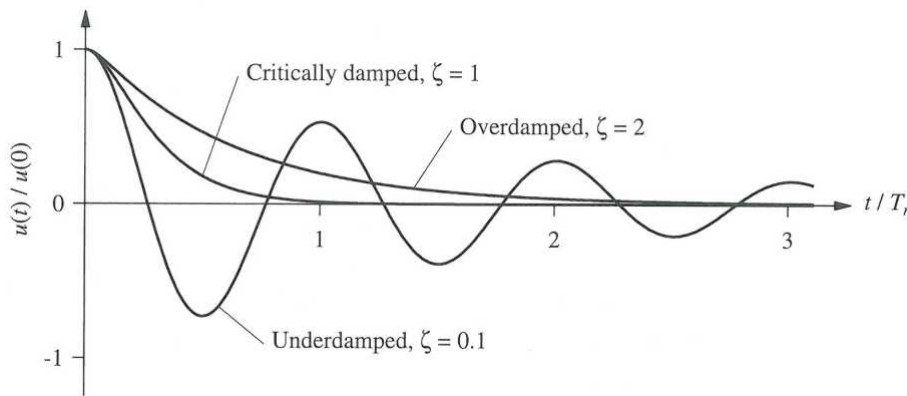
jossa	m	on systeemin massa (kg)
	k	on jousivakio (N/m)
	ω_n	on ominaiskulmataajuus, josta saadaan ominaistaajuus $f_n = \omega_n/2\pi$ ja ominaisheilahdusaika $T_n = 2\pi/\omega_n$

Käytännössä kaikki rakennukset ovat vaimennettuja, joten todellinen ominaistaajuus ei täysin vastaa kaavan (3.2) tilannetta. Rakenteen vaimennusta kuvataan yleensä analyyt-

tisissa tarkasteluissa viskoosina vaimennuksena, jonka suuruus on vaimennusluvun c mukainen. Rakenteiden vaimennuksen ilmoittamiseen käytetään kuitenkin yleisemmin vaimennussuhdetta, joka on vaimennusluvun suhde kriittiseen vaimennuslukuun c_{cr} . Kriittinen vaimennusluku tarkoittaa rajatilannetta, jossa systeemin liike lakkaa olemasta oskilloivaa ja muuttuu eksponentiaalisesti väheneväksi. Eri vaimennussuhteiden vaikutusta systeemin vasteeseen on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.3). Systeemin kriittinen vaimennusluku ja vaimennussuhde määritetään kaavan (3.3) mukaisesti.

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (3.3)$$

jossa ζ on vaimennussuhde
 ω_n on ominaiskulmataajuus
 c_{cr} on kriittinen vaimennusluku



Kuva 3.3 Vaimennussuhteen vaikutus vapaaseen värähtelyyn alkusiirtymästä u_0 . [19, s.49]

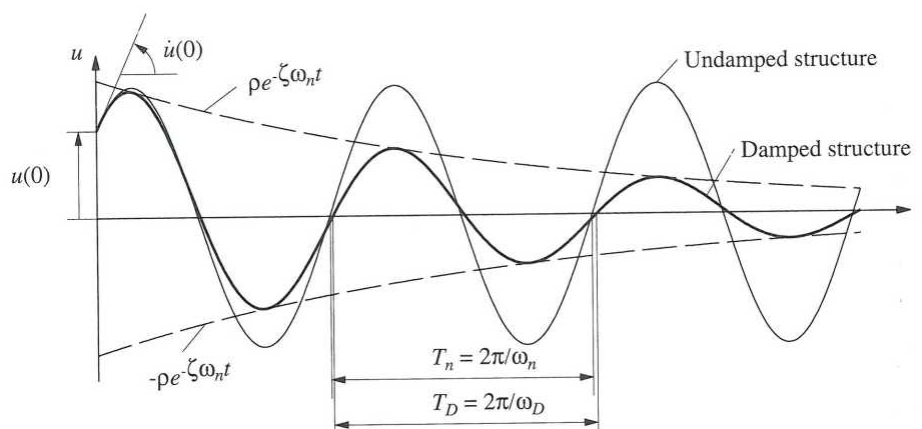
Yleisimmillä rakennuksilla kriittinen vaimennussuhde on käytännössä alueella 0,01 – 0,15, eli ne ovat selvästi alivaimennettuja. Rakenteen todellisen vaimennussuhteen arviointiin palataan kohdassa 3.3.3. Kun rakenteen vaimennussuhde on tunnettu, voidaan laskea myös rakenteen vaimennettu ominaistaajuus. Yhden vapausasteen vaimennetun systeemin vaimennettu ominaiskulmataajuus lasketaan kaavan (3.4) mukaisesti.

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (3.4)$$

jossa ζ on vaimennussuhde
 ω_n on ominaiskulmataajuus
 ω_D on vaimennettu ominaiskulmataajuus

Kun rakenteessa on tietty vaimennus, tarkoittaa se että sen liikkeen amplitudi laskee ajan myötä. Vaimeneminen on logaritmistista ja sitä havainnollistetaan kuvassa (Kuva

3.4). Kuten kaavassa (3.4) osoitettiin, muuttuu myös rakenteen ominaistaajuus vaimennussuhteen mukaiseksi.



Kuva 3.4 Värähtelyn amplitudin logaritminen vaimeneminen. [19, s.50]

Olettamalla liikkeen vaimeneminen logaritmiseksi voidaan alivaimennetun värähtelijän vaste vapaassa värähtelyssä johtaa liikeyhtälön peruskaavasta (3.1) kaavan (3.5) muotoon.

$$u(t) = e^{-\zeta \omega_n t} \left(u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{\dot{u}_0 + \zeta \omega_n u_0}{\omega_D} \sin(\omega_D t) \right) \quad (3.5)$$

jossa $u(t)$ on siirtymä ajan hetkellä t
 u_0 on alkusiirtymä
 \dot{u}_0 on alkunopeus

Liikeyhtälön johtamista ei ole esitetty tässä, mutta se löytyy useasta alan lähdekirjasta, esimerkiksi lähteestä [19], sivut 51–52. Yhden vapausasteen alivaimennetun värähtelijän kaavan mukaista liikettä tietyillä arvoilla on esitetty liitteen 2 ensimmäisessä kohdassa.

3.1.2 Yhden vapausasteen pakkovärähtelijä

Rakenteen liikkeeseen vaikuttaa yleensä aina ulkoinen voima. Rakenteen vastetta ulkoisessa kuormituksessa voidaan aluksi tarkastella tilanteessa, jossa kuormittava voima on sinimuotoinen ja jossa kuormituksen jakso on ω sekä amplitudi p_0 . Liikeyhtälön kuormitusfunktioksi saadaan näin $p(t) = p_0 \sin(\omega t)$, joka kuvaa kuormitusta ajan hetkellä t . Sijoittamalla kuormitusfunktio liikeyhtälöön (3.1) ja ratkaisemalla yhtälöstä siirtymä, saadaan alivaimennetun värähtelijän vaste harmonisessa kuormituksessa, kaava (3.8). Ratkaisua ei ole esitetty tässä, mutta se löytyy esimerkiksi lähteestä [19], sivut 72–74. Saadusta ratkaisusta voidaan eritellä vasteen ulkoisen kuormituksen osuus eli pakkovärähtely, kaava (3.6) ja alkutilanteen osuus eli vapaa värähtely, kaava (3.7). Kuten kuvas-

sa (Kuva 3.5) on esitetty, alkutilanteen aiheuttama värähtely rakenteen ominaistajuu-
della on vaimenevaa ja lopulta vasteessa nähdään vain ulkoisen kuormituksen aiheutta-
man värähtelyn osuus kuormituksen taajuudella. Pakkovärähtelijän vasteen laskentaa on
havainnollistettu tarkemmin liitteen 2 osassa 2.

$$u_s(t) = \frac{p_0}{k} \left[\frac{1-\Phi^2}{(1-\Phi^2)^2 + 4\zeta^2\Phi^2} \sin(\omega t) + \frac{-2\zeta\Phi}{(1-\Phi^2)^2 + 4\zeta^2\Phi^2} \cos(\omega t) \right] \quad (3.6)$$

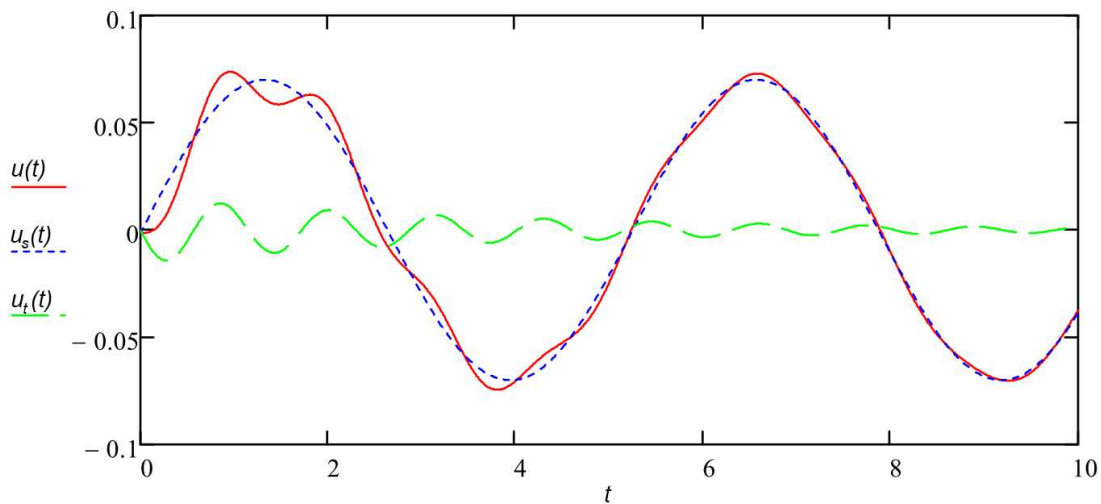
jossa $u_s(t)$ on siirtymä ajan hetkellä t
 Φ on taajuussuhde, $\Phi = \omega/\omega_D$
 ω on kuormituksen kulmataajuus
 p_0 on kuormituksen amplitudi

$$u_t(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(u_0 \cos(\omega_D t) + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega_D} - \frac{p_0\Phi}{k(1-\Phi^2)} \right) \sin(\omega_D t) \right) \quad (3.7)$$

jossa $u_t(t)$ on siirtymä ajan hetkellä t

Näiden kahden tekijän summana saadaan kokonaisvaste:

$$u(t) = u_s(t) + u_t(t) \quad (3.8)$$



Kuva 3.5 Kokonaisvasteen $u(t)$ jatkuvan värähtelyn $u_s(t)$ ja hetkellisen värähtelyn $u_t(t)$ osuudet.

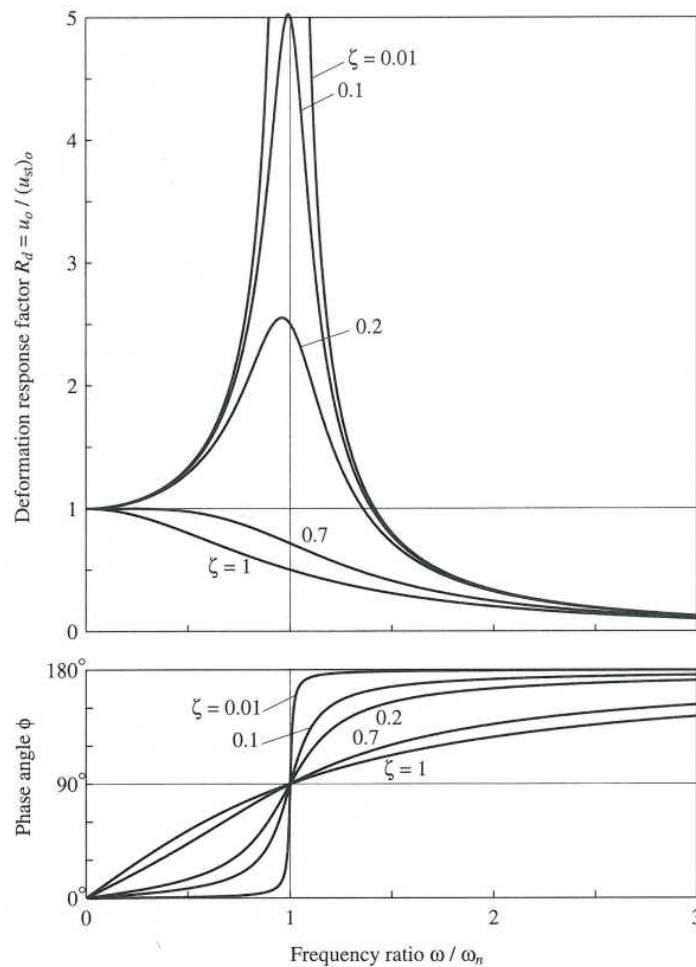
Tästä harmonisen kuormituksen esimerkistä voidaan huomioida tärkeitä ominaisuuksia
liittyen sykliseen kuormitukseen. Yksi merkittävä ominaisuus on kuormituksen taajuu-
den ja rakenteen ominaistajuu-
den suhde $\Phi = \omega/\omega_D$. Kun tarkastellaan systeemin jat-
kuvaa vastetta pakkovärähtelyssä kaavan (3.6) mukaisesti ja sen aiheuttamaa suurinta
siirtymää, voidaan yhtälöstä johtaa siirtymää taajuussuhteen suhteen kuvaava funktio.

Tässä vahvistuskertoimen funktiossa kuvataan taajuussuhteen vaikutusta suurimpaan siirtymään. Vahvistuskertoimen kaava on:

$$R_d = \frac{u}{u_{st}} = \frac{1}{\sqrt{(1-\Phi^2)^2 + 4\zeta^2\Phi^2}} \quad (3.9)$$

jossa u_{st} on staattinen siirtymä voimalla p_0
 Φ on taajuussuhde, $\Phi = \omega/\omega_D$
 u on värähtelyn suurin amplitudi eli dynaamisen kuorman amplitudilla p_0 aiheuttama suurin siirtymä

Tutkittaessa funktion kuvaajia eri vaimennussuhteiden arvoilla kuvassa (Kuva 3.6) voidaan havaita tiettyjä ominaisuuksia. Ensinnä voidaan huomata että taajuussuhteen arvolla 1 nousee vahvistuskertoimen arvo huomattavasti. Teoreettisessa tilanteessa, jossa vaimennussuhde olisi 0, kasvaisi vahvistuskertoimen R_d äärettömän suureksi. Tätä tilannetta, jossa kuormituksen taajuus vastaa täysin rakenteen ominaistaajuutta, kutsutaan luonnollisesti resonanssiksi.



Kuva 3.6 Vahvistuskertoimen R_d ja vaihekulma ϕ eri vaimennussuhteilla. [19, s.78]

Toiseksi kuvasta (Kuva 3.6) voidaan havaita että pienelläkin vaimennuskertoimella on merkitystä vahvistuskertoimen pienentämiseksi resonanssissa. Lisäksi on syytä huomata, että vahvistuskertoimen huippu ilmenee aina eri kohdilla kullakin vaimennuskertoimella. Vahvistuskertoimen suurin arvo resonanssissa löytyy kaavasta:

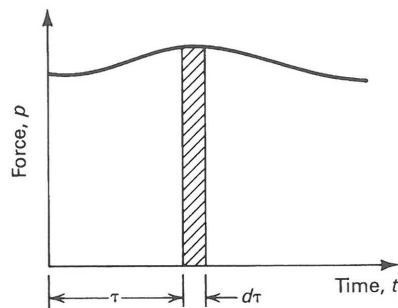
$$R_{d \max} = \frac{1}{2\zeta\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (3.10)$$

Kuormituksen taajuuden ja rakenteen ominaistaajuuden välistä vaihe-eroa voidaan kuvata vaihekulmalla. Vaihekulma kertoo periaatteessa siitä, kuinka tehokkaasti kuormituksen taajuus vaikuttaa vasteeseen. Ideaalitilanteessa, jossa vaihekulma on 90° , kuormitus on täysin synkronoitunut rakenteen ominaistaajuuden kanssa. Toisessa ääritilanteessa, jossa vaihekulma on 0° tai 180° , kuormitus on täysin päinvastaisessa rytmissä, jolloin se kumoaa rakenteen ominaisvärähtelyä ja dynaaminen vaste on itse asiassa pienempi kuin staattinen vaste vastaavaan kuormaan, eli vahvistuskertoimen on alle yhden.

Vaihekulman kaava on:

$$\phi = \tan^{-1} \frac{2\zeta\omega}{\omega_0^2 - \omega^2} \quad (3.11)$$

Harmonisen kuormituksen sijaan käytetään satunnaisen kuormituksen vasteen arvioinnissa jatkuvan funktion sijaan usein äärettömän lyhyen ajanjakson kuormitusta eli impulssikuormitusta. Satunnaisen kuormituksen kokonaisuus voidaan muodostaa perättäisistä impulssikuormista. Kuorman funktio voidaan kuvitella Diracin deltafunktiksi, jossa funktion kuvaaja on äärettömän terävä piikki, jonka pinta-ala on yksi. Tästä funktiosta johdetusta liikeyhtälössä impulssikuormitus huomioidaan ajan τ hetkellä tapahtuvaksi alkunopeudeksi $1/m$. [20, s.282]



Kuva 3.7 Satunnainen dynaaminen kuorma voidaan jakaa impulssikuormien sarjaksi. [20, s.283]

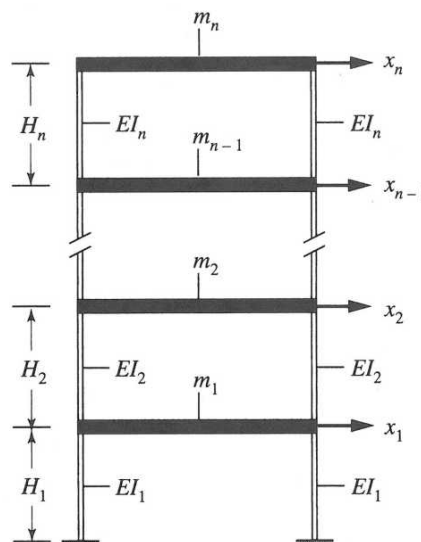
Impulssikuormituksen aiheuttama vaste vaimennetulle yhden vapausasteen värähtelijälle lasketaan kaavan (3.12) mukaisesti. Kaavassa lasketaan kaikkien impulssien vasteiden superpositio ajan hetkestä 0, hetkeen t . Satunnaisen kuormituksen analysointiin ja vasteeseen palataan tarkemmin kohdassa 3.2.

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) e^{-\zeta\omega_D(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3.12)$$

jossa $\frac{1}{m}$ on impulssin aiheuttama nopeusmuutos
 $P(\tau)$ on impulssin amplitudi
 τ on impulssin tapahtuman hetki

3.1.3 Monen vapausasteen värähtelijä

Vaikka yksinkertaisia rakennuksia voidaankin idealisoida yhden vapausasteen värähtelijöiksi, täytyy useimmissa epälineaaristen rakenteiden tapauksissa muodostaa dynaaminen malli jossa käytetään useampaa vapausastetta. Kuvan (Kuva 3.8) mallin mukaisesti rakennukset voidaan yksinkertaisimmissa tapauksissa idealisoida niin, että kerroksittainen massa vaikuttaa yhdessä pisteessä, kerroksen jäykkyys muodostuu kehärakenteen kokonaisjäykkyydestä ja tuuli vaikuttaa suoraan massaan kerroksittain. Lisäksi rakennus oletetaan mallissa sivusiirtyväksi, mutta painumattomaksi, eli kullakin kerroksella on vain yksi vapausaste. Näin muodostetussa dynaamisessa mallissa on siis yhtä monta vapausastetta kuin siinä on kerroksia. Useampi vapausaste tarkoittaa myös useampia liikeyhtälöitä, joten vasteen laskenta luonnollisesti monimutkaistuu vapausasteiden lisääntyessä.



Kuva 3.8 Rakennus on idealisoitu n -vapausasteiseksi värähtelijäksi. [21, s.366]

Systeemin liikeyhtälö voidaan edelleen muodostaa yksinkertaisimmissa tapauksissa Newtonin mekaniikan mukaan, mutta monissa tapauksissa on mielekkäämpää käyttää analyyttisen mekaniikan menetelmiä. Yleisesti käytetty menetelmä on Lagrangen yhtälöt, jotka johdetaan systeemin kineettisen ja potentiaalienergian perusteella. Liikeyhtä-

lön johtamistavasta riippumatta kuvan (Kuva 3.8) mukaisen monen vapausasteen värähtelijän tapauksessa liikeyhtälö on muotoa:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}(t)$$

(3.13)

jossa	\mathbf{M}	on massamatriisi	$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & m_n \end{bmatrix}$
	\mathbf{C}	on vaimennusmatriisi	$\begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & \dots & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & -c_{n-1} \\ 0 & \dots & -c_{n-1} & c_{n-1} + c_n \end{bmatrix}$
	\mathbf{K}	on jäykkyyssmatriisi	$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & \dots & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & -k_{n-1} \\ 0 & \dots & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n \end{bmatrix}$
	\mathbf{F}	on kuormitusvektori	$\begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ \vdots \\ p_n(t) \end{bmatrix}$

Matriisien laskutoimituksissa jokainen syntyvä yhtälö vastaa siis yhtä vapausastetta ja sen liikeyhtälöä. Kuten matriiseista voidaan huomata, ovat vapausasteet toisistaan riippuvia sekä jäykkyyden että vaimennuksen suhteen. Liikeyhtälöiden muodostamisessa ensimmäinen ja tärkein vaihe on ominaistajuuksien ja ominaismuotojen määrittäminen. Yhtälöstä voidaan johtaa ominaisarvo-ongelma kaavan (3.14) mukaisesti. Kaavassa etsitään systeemin ominaisarvot jotka vastaavat tässä tapauksessa ominaistajuutta sekä ominaisvektorit, jotka vastaavat systeemin ominaismuotoja.

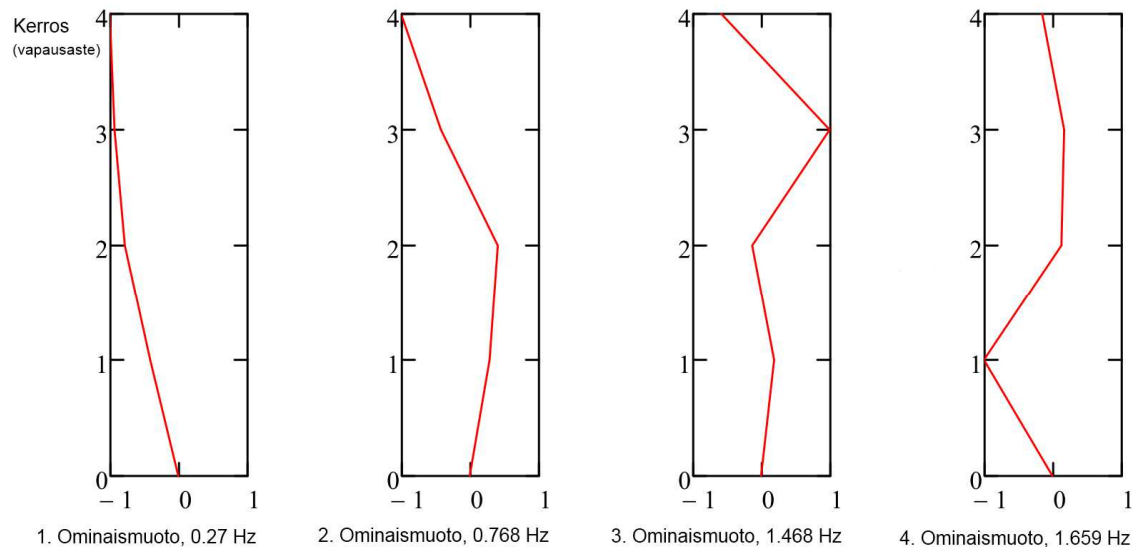
$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}]\boldsymbol{\phi} = 0$$

(3.14)

jossa ω_n ovat systeemin ominaiskulmataajuudet matriisimuodossa
 $\boldsymbol{\phi}$ ovat systeemin ominaisvektorit yhdistettynä matriisiksi

Tässä tapauksessa ominaisvektorit ovat skaalattavia vektoreita, jotka kuvaavat systeemin värähtelymuotoja. Koska yhtälölle ei ole olemassa yhtä tiettyä ratkaisua, annetaan ominaisvektorin jollekin solulle arvoksi esimerkiksi yksi ja ratkaistaan muut solut sen suhteen (Kuva 3.9). Kun systeemistä on ratkaistu ominaistajuudet ja ominaismuodot, voidaan muodostaa normalisoitu modaalimatriisi. Modaalimatriisi on ominaisvektoreiden muodostama matriisi, joka voidaan skaalata haluttuun muotoon. Modaalimatriisin kukin sarake kuvastaa siis erilaisia värähtelymuotoja, joita rakenteella esiintyy. Vaikka systeemillä on värähtelymuotoja niin monta kuin vapausasteita, on kuitenkin syytä

muistaa, että käytännössä todellinen rakenne värähtelee aina näillä kaikilla värähtelymuodoilla yhtä aikaa.



Kuva 3.9 Neljän vapausasteen systeemin ominaismuodot sekä niitä vastaavat ominaistajuuudet. Kuvassa jokainen ominaisvektori on skaalattu niin, että vektorin suurin arvo on 1. Kukin ominaisvektori muodostaa osan modaalimatriisista.

Rakenteen kokonaissiirtymä kullakin ajan hetkellä muodostetaan eri muotojen superpositiona. Vaikka kaikilla muodoilla on pieni osuus kokonaisliikkeeseen, muodostuu rakenteen siirtymät kuitenkin pääasiassa ensimmäisistä värähtelymuodoista. Tämän vuoksi monimutkaisissa rakenteissa tutkitaankin yleensä vain muutamia ensimmäisiä värähtelymuotoja. Monen vapausasteen värähtelijän liikeyhtälöiden, ominaistajuuksien, ominaismuotojen määrittelyä ja modaalianalyysiä on esitetty tarkemmin liitteessä 2.

Vaikka kuvan (Kuva 3.8) tapauksessa ei vaimennusta ole esitetty, esiintyy kaikissa käytännön rakenteissa sisäistä vaimennusta. Rakenteen vaimennussuhde määräytyy aina kullekin värähtelymuodolle tai ominaistajuuudelle erikseen. Vaimennusmatriisin johtamiseen on joitakin menetelmiä, esimerkiksi tiheys- tai massamatriisin suhteen verrannollinen tai näiden molempien lineaarikombinaatio. Yksi verrannollisen lineaarikombinaation tapaus on Rayleigh-vaimennus, joka toteuttaa ehdon:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (3.15)$$

johon arvot α ja β ratkaistaan yhtälöistä:

$$\alpha = 2\zeta_1\omega_{n,1} - \beta\omega_{n,1}^2 \quad \text{ja} \quad \beta = \frac{2(\zeta_1\omega_{n,1} - \zeta_2\omega_{n,2})}{\omega_{n,1}^2 - \omega_{n,2}^2}$$

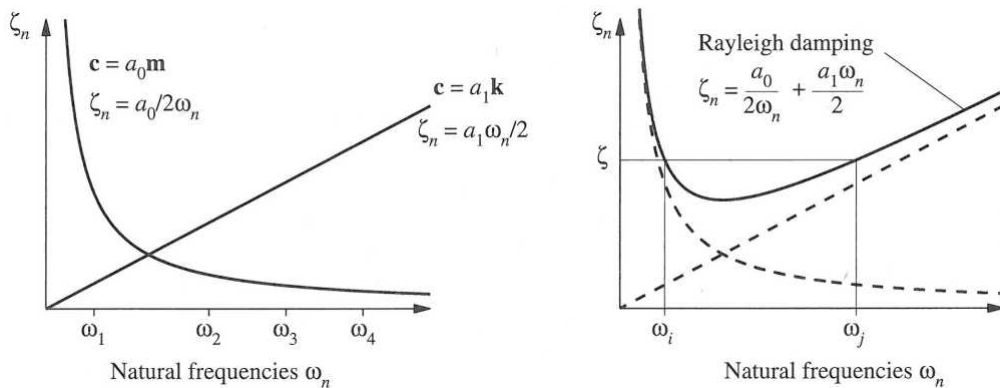
jossa ζ_i on vaimennussuhde värähtelymuodossa i

$\omega_{n,i}$ on ominaiskulmataajuus värähtelymuodossa i

Käytettäessä Rayleigh-menetelmää vaimennusmatriisin määrittelyyn, oletetaan ensimmäisten värähtelymuotojen vaimennussuhteiden olevan tunnettuja. Lisäksi muiden muotojen vaimennussuhteet voidaan laskea saatujen kertoimien avulla kaavan (3.16) mukaisesti. Vaimennussuhteiden riippuvuutta massasta ja jäykkyydestä sekä näiden yhdistelmää on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.10).

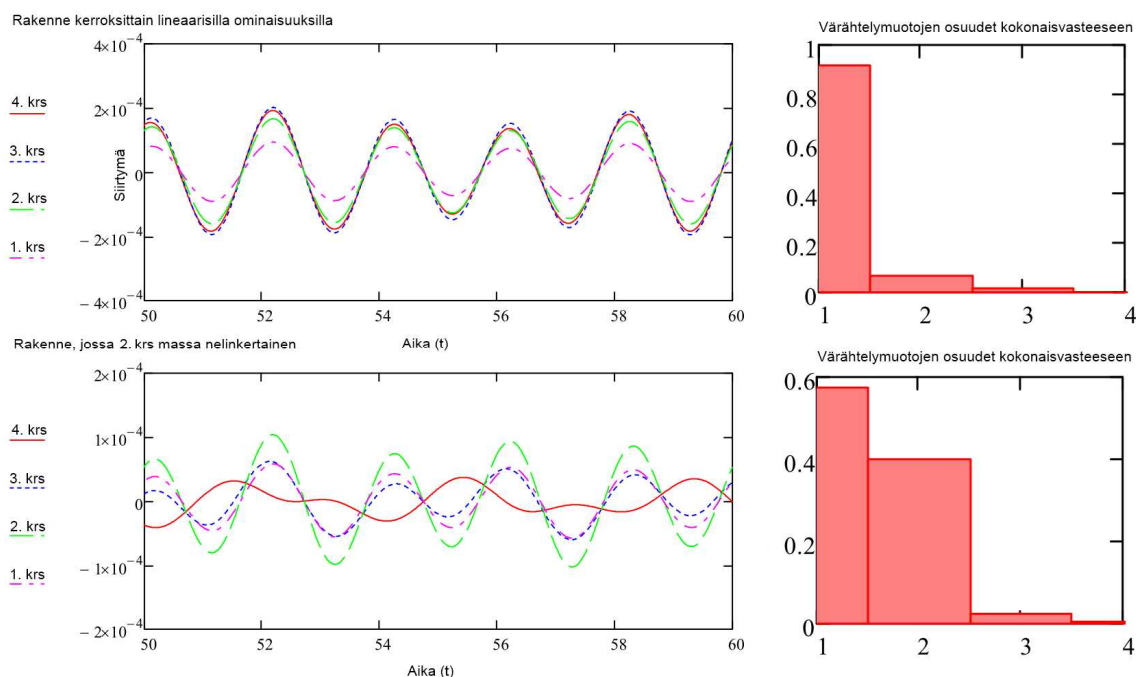
$$\zeta_i = \frac{\alpha_0 + \alpha_1(\omega_{n,i})^2}{2\omega_{n,i}} \quad (3.16)$$

Rakenteen ominaismuotojen kautta voidaan rakenteen ominaisuuksia tarkastella modaalikoordinaateissa. Käytännössä tämä tarkoittaa ominaisuuksien skaalaamista ominaisvektoreiden suhteen, jolloin laskutoimituksia voidaan toteuttaa kuten yhden vapausasteen systeemeissä. Näin laskemalla selvitetään kunkin ominaismuodon osuus kokonaisvasteeseen ja lopuksi muotojen osuudet voidaan summata yhteen. Todellinen siirtymä fyysisessä koordinaatistossa onkin aina kaikkien ominaismuotojen osuuksien summa. Voidaan todeta, että suurimmassa osassa korkeita rakennuksia on ensimmäisen ominaismuodon osuus aina merkittävin ja se muodostaa yleensä noin 70–95 % rakennuksen kokonaisvasteesta. Joissakin tapauksissa, kuten epälineaarisissa rakenteissa sekä hyvin korkeissa rakennuksissa, voi alempien muotojen osuus olla kuitenkin hyvin merkittävä.



Kuva 3.10 Rayleigh-vaimennus on massasta ja jäykkyydestä riippuvien vaimennusten lineaarikombinaatio. [19, s.457]

Kuvassa (Kuva 3.11) on esitetty periaatteellinen esimerkkitapaus neljän vapausasteen värähtelijästä erilaisilla ominaisuuksilla. Tapauksessa on käsitelty kuvan (Kuva 3.8) tapaista nelikerroksista rakennetta. Ylemmässä kuvaajassa on kerroksittain samanlaisen rakenteen vaste harmonisessa kuormituksessa. Alemassa kuvaajassa rakennetta on muutettu niin, että yhden kerroksen massa on huomattavasti muita suurempi. Erot vasteessa sekä muotojen osuuksissa kokonaisvasteeseen ovat helposti huomattavissa.



Kuva 3.11 Monivapausasteisen, kerroksittain lineaarisen ja -epälineaarisen rakenteen vaste harmonisessa kuormituksessa.

Kuten kuvan (Kuva 3.11) esimerkistä voidaan huomata, on monissa tapauksissa ylempien värähtelymuotojen huomioon ottaminen tärkeää. Lisäksi voidaan huomata syy, miksi yksinkertaistetut mitoitusmenetelmät, kuten Eurokoodimitoitus, pätevät vain silloin kun ensimmäinen ominaismuoto on merkittävä. Monen vapausasteen värähtelijän vasteen laskentaa harmonisessa kuormituksessa on esitetty tarkemmin liitteen 2 osassa 4.

3.2 Satunnainen värähtely

Satunnaisen eli stokastisen kuormituksen tutkimisessa käytetään usein joko suoraa aikaintegrointia tai tilastollisia lähestymistapoja. Tilastollista lähestymistapaa kutsutaan usein satunnaisten prosessien analysoinniksi. Stationäärisessä satunnaisessa prosessissa signaali on tarkasteluajasta riippumaton, eli sen keskiarvo on ajan suhteen vakio. Esimerkki vastaavasta signaalista on esitetty kuvassa (Kuva 3.13). Vaikka näin ei olekaan useimmissa tuulikuormituksen tapauksissa, voidaan aiheen periaatteita esitellä tämän oletuksen kautta.

Tilastollisesta tarkastelusta käytettävässä vastespektrimenetelmässä muodostetaan rakenteen ja kuormituksen ominaisuuksien perusteella spektri, jota voidaan käyttää eri taajuusalueiden vaikutusten arviointiin. Lisäksi tarkastelemme jaksollisen satunnaisen kuormituksen vasteen analysointia ja lopuksi käymme läpi myös suoran aikaintegroinnin periaatteita Newmarkin beta-metodin mukaisesti.

3.2.1 Jaksollinen satunnainen prosessi

Aikaisemmin kohdassa 3.1.1 yhden vapausasteen pakkovärähtelijän yhteydessä käsitellyn harmonisen kuormituksen lisäksi on syytä tarkastella jaksottaista kuormitusta yleensä. Jaksottaisella kuormituksella tarkoitetaan mitä tahansa kuormitusjaksoa mikä toistaa itseään samanlaisena kerta toisensa jälkeen. Vaikka tuulikuormitus pääasiassa onkin hyvin satunnaista, on esimerkiksi pyörteiden irtoamisen aiheuttama poikittainen kuormitus hoikille rakenteille melko lähellä jaksottaista kuormitusta. [19, s.113] Lisäksi tuulikuormituksesta voidaan löytää aina erilaisia jaksollisuuksia, kuten aikaisemmin luvussa kaksi todettiin.

Koska tuulen nopeudesta löytyy aina jaksollisuutta, voidaan siitä muodostaa myös sitä likimäärin mukaileva funktio yhdistelemällä eripituisia ja -amplitudisia kuormitusjaksoja. Erilaisia kuormitusjaksoja yhdistelemällä voidaan muodostaa myös mielivaltaisen kuormitushistorian yhtälö. Jaksottaisten kuormitusten määrittelyssä käytetään Fourier'n sarjoja. Jaksollisen kuormituksen esimerkitapaus Fourier'n sarjana esitetään kaavassa (3.17). Kuormitusyhtälö muodostuu tässä trigonometrisessä esimerkitapauksessa äärettömän monesta erillisestä yhdistetystä eripituisesta ja amplitudisesta harmonisesta jaksosta. Koska sini ja kosini ovat ortogonaalisia, voidaan mielivaltainen yhtälö ilmoittaa näiden kahden funktion summana.

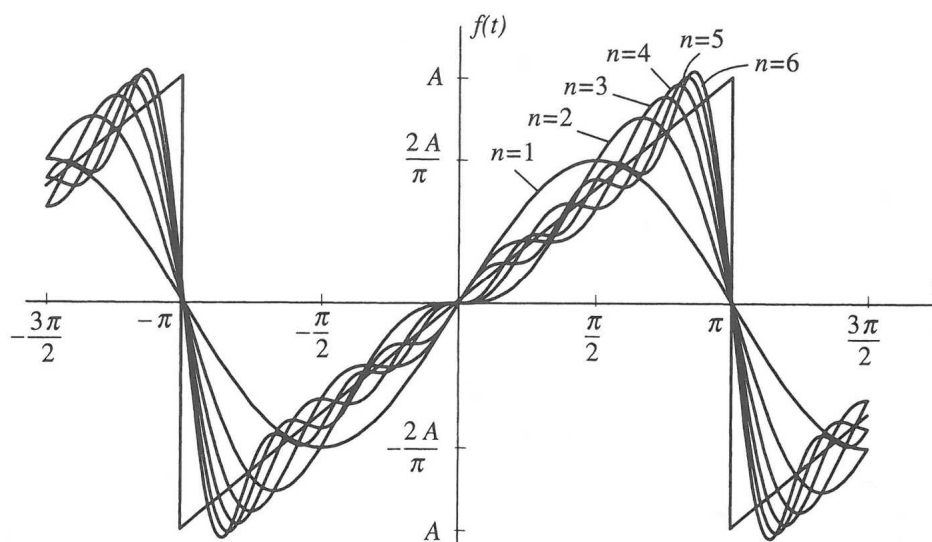
$$p(t) = a_0 + \sum_{j=1}^{\infty} a_j \cos(j\omega_0 t) + \sum_{j=1}^{\infty} b_j \sin(j\omega_0 t) \quad (3.17)$$

jossa seuraavat kertoimet ovat $p(t)$:n funktioita

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{T_0} \int_0^{T_0} p(t) dt \\ a_j &= \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} p(t) \cos(j\omega_0 t) dt \\ b_j &= \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} p(t) \sin(j\omega_0 t) dt \end{aligned}$$

ja joissa ω_0 on kuormituksen kulmataajuus $\omega_0 = \frac{2\pi}{T_0}$
 T_0 on kuormitusjakson pituus

Trigonometristen sarjojen lisäksi voidaan Fourier'n sarja muodostaa esimerkiksi eksponentiaaliyhtälöistä. Kompleksiset eksponentiaaliyhtälöt muodostavat esimerkiksi stationäärisen satunnaisen kuormituksen yhtälön, kuten nähdään myöhemmin kohdassa 3.2.2. Vaikka yhtälöitä voitaisiin käyttää loputtomia määriä, rajoitetaan käytännössä yhtälöiden määrää sarjoissa niin, että saavutetaan riittävä tarkkuus kuvastamaan annettua jaksollista kuormitusta.

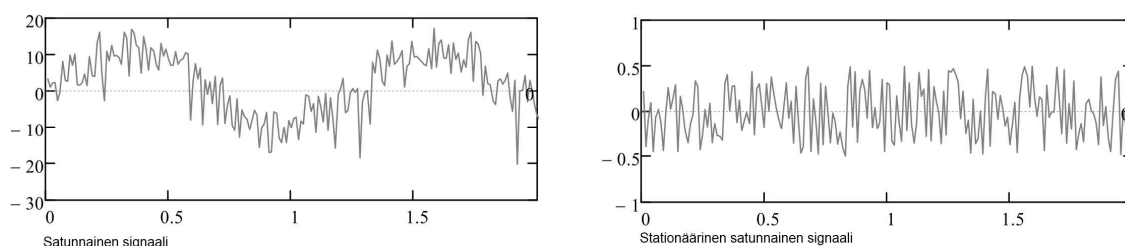


Kuva 3.12 Fourier sarjat eri termien määrillä kuvaavat kuormitusfunktion likiarvoa. [21, s.757]

Kuvassa (Kuva 3.12) havainnollistetaan sarjan yhtälöiden määrän vaikutusta kuormitusfunktion vastaavuuteen. Kuvassa käytetty jaksollinen kuormitusfunktio on porraskuormitusfunktio, jota sarjan muodostama likiarvo pyrkii lähestymään. Mikäli jossain tilanteessa joudutaan rakenteen vastetta tarkastelemaan jaksottaisessa kuormituksessa, voi Fourier'n sarja olla tehokas keino tilanteen analysointiin. Jaksottaisen kuormituksen lisäksi Fourier-sarja voidaan muodostaa myös satunnaisesta signaalista määrittelemällä tarkastellun kuormitusjakson äärettömän pitkäksi, kuten seuraavassa stationäärisen satunnaisen kuormituksen kohdassa nähdään.

3.2.2 Stationäärinen satunnainen prosessi

Tuulen nopeuden vaihtelut ja turbulentsisuus tekevät kuormituksesta huomattava satunnaista. Stationäärisessä satunnaisessa kuormituksessa on myös rakenteen vaste stationääristä ja satunnaista. Mikäli kuormituksen todennäköisyysjakauma on esimerkiksi normaalijakautunut, on myös taustavärähtelyn vaste normaalijakautunut. Näin ollen stationäärisessä satunnaisessa kuormituksessa voidaan sekä vastetta että kuormitusta analysoida pelkästään niiden keskiarvolla ja keskihajonnalla. Mikäli tuulen nopeuden todennäköisyysjakauma on tunnettu, voidaan myös rakenteen vastetta arvioida kyseisen jakauman mukaan.



Kuva 3.13 Stationäärinen signaali on ajasta riippumaton eli sen keskiarvo ja varianssi eivät muutu ajan tai paikan suhteen.

Joissain tilanteissa voi olla myös mielekästä tarkastella rakenteen vastetta aikahistorian mukaisesti. Tuulikuormituksessa aikahistorian muodostaminen perustuu mitattuihin tuulennopeuksiin tietyillä aikaväleillä ja tietyn jakson ajan. Koska tuulimittauksia ei pystytä tekemään äärettömän tiheästi, ovat arvot jaoteltu tietylle aikavälille ja nämä aikavälit muodostavat impulssikuormitusten sarjan. Satunnaisen kuormituksen impulssihin jakoa käsiteltiin aikaisemmin kohdassa 3.1.2. Impulssikuormitusten muodostamaa sarjaa voidaan käsitellä suoralla aikaintegroinnilla tai analysoida niiden muodostamaa signaalia sen taajuusominaisuuksien muodossa ja muodostaa siitä taajuusspektri. Sen sijaan että rakenteen vastetta tarkasteltaisiin ajan funktiona käyttäen kuormituksen aikahistoriaa, onkin usein satunnaisessa kuormituksessa mielekkäämpää käyttää taajuusspektriä sen havainnollisuuden vuoksi.

Impulssikuormia voidaan siis tarkastella niiden esiintymisen taajuuksien suhteen, sen sijaan että tutkitaan kuormitushistoriaa ajan suhteen. Satunnaisen signaalin jaksollisuuden analysointiin on monia erilaisia keinoja. Käytännössä kuormitussignaalia täytyy kuitenkin tarkastella sen korrelaatiofunktioiden kautta. Tasaisin väliajoin tallennetun havaintoaineiston analysointiin voidaan käyttää esimerkiksi diskreettiä Fourier-muunnosta. Lisäksi voimatiheysspektrit kuormitussignaalin korrelaatiofunktioista ovat hyödyllisiä tuulikuormituksen analysoinnissa. Tuulikuormituksen voimatiheysspektri voidaan muodostaa käyttämällä Fourier-muunnosta kuormitussignaalin autokorrelaatiofunktioon, jota käsiteltiin aikaisemmin kohdassa 2.1.3. Fourier-muunnoksen ja käänteismuunnoksen peruskaavat satunnaisen kuormitusfunktion tapauksessa ovat:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt \quad (3.18)$$

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (3.19)$$

joissa $X(\omega) = G(\omega)F(\omega)$ on vasteen Fourier-muunnos
 $G(\omega)$ on systeemin taajuusvaste
 $F(\omega)$ on kuormituksen Fourier-muunnos
 $x(t)$ on systeemin vaste

Näiden yhtälöiden perusteella voidaan todeta, että systeemin vasteen Fourier-muunnos on kuormituksen Fourier-muunnoksen ja systeemin taajuusvastefunktion tulo. Systeemin taajuusvaste $G(\omega)$ vastaa satunnaisen kuormituksen tapauksessa impulssikuormituksen liikeyhtälön Fourier-muunnosta. [22, s.24] Muunnoksesta saadun harmonisen kuormituksen taajuusvaste saadaan taas yhtälöstä (3.20), joka on johdettu lähteen [21] sivuilla 110–113.

$$G(\omega) = \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2 + i2\zeta\omega/\omega_n} \quad (3.20)$$

Vastespektri taas voidaan muodostaa taajuusvasteen itseisarvon neliön ja kuormituksen autokorrelaatiofunktion tulona:

$$S_x(\omega) = |G(\omega)|^2 S_f(\omega) \quad (3.21)$$

$$\text{jossa} \quad |G(\omega)|^2 = \frac{1}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + (2\zeta\omega/\omega_n)^2}$$

$S_f(\omega)$ on kuormituksen autokorrelaatiofunktio

Fourier-muunnoksista voidaan johtaa myös toinen merkittävä ominaisuus vasteiden laskentaan liittyen, eli vasteen autokorrelaatiofunktion ja vasteen voimatiheysspektrin välinen yhteys:

$$R_x(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (3.22)$$

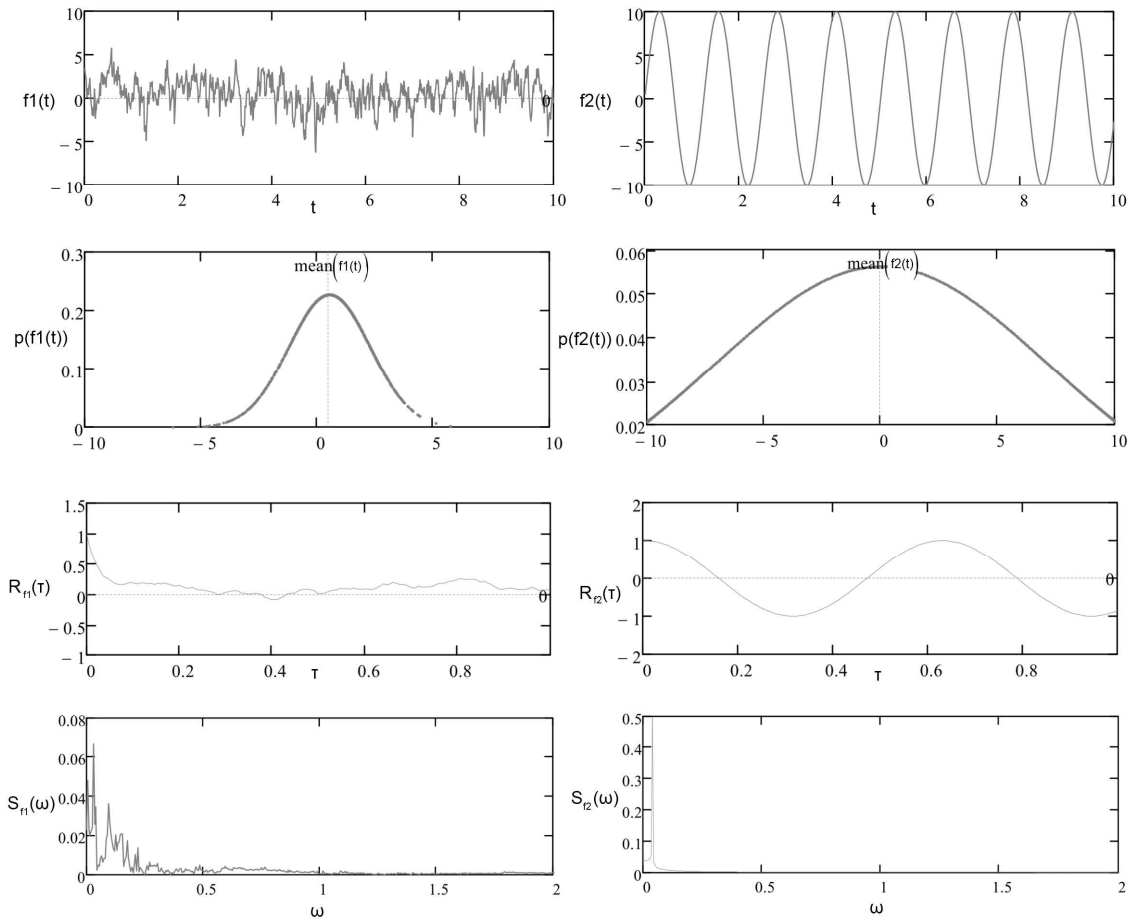
$$\text{jossa} \quad R_x(\tau) \text{ on vasteen autokorrelaatiofunktio}$$

$$S_x(\omega) \text{ on vasteen voimatiheysspektri}$$

Näin ollen voidaan myös vasteen voimatiheysspektri johtaa käänteisellä Fourier-muunnoksella signaalin autokorrelaatiofunktioista. Tätä yhteyttä voidaan hyödyntää vastespektrin muodostamisessa laskemalla ensin systeemin kuormitusta vastaava vasteen autokorrelaatio ja johtaa siitä vasteen keskineliön tiheysspektri eli voimatiheysspektri. Kuvassa (Kuva 3.14) on esitetty satunnaisen ja jaksottaisen signaalin kuvaajat sekä niistä muodostetut jakauman tiheysfunktiot, autokorrelaatiofunktiot ja voimatiheysspektrit.

Systeemin vasteen spektristä voidaan muodostaa myös todennäköisyysjakauma, josta voidaan taas arvioida tietyn vasteen eli esimerkiksi sivusiirtymän esiintymistiheyttä tietyllä aikajaksolla. Näin ollen voidaankin todeta, että normaalijakautuneiden, stationääristen satunnaisten kuormitusten aiheuttamien vasteiden tulkintaan riittää vain keskiarvo ja keskihajonta. Vasteen keskihajonta saadaan esimerkiksi asettamalla τ nol-laksi, jolloin:

$$E[x^2(t)] = R_x(0) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |G(\omega)|^2 S_f(\omega) d\omega \quad (3.23)$$



Kuva 3.14 Satunnaisen ($f_1(t)$) ja jaksottaisen ($f_2(t)$) signaalin jakauman tiheysfunktiot, autokorrelaatiofunktiot sekä voimatiheyspektrit.

On kuitenkin syytä muistaa, että edellä mainittu laskentamenetelmä pätee vain stationäärisiin satunnaisiin prosesseihin. Tuulikuormitus taas voi olla usein huomattavasti satunnaisesta poikkeavaa, eli se ei noudata tarkalleen mitään todennäköisyysjakaumaa. Tällaisia tilanteita ovat esimerkiksi myrskytuulet. Tällöin täytyy vasteen määrittämiseen ja simulointiin käyttää vaihtoehtoisia laskentamenetelmiä, jotka huomioivat keskituulen vaihtelun ajan suhteen. Näitä menetelmiä ei käsitellä tässä työssä, mutta mahdollisia tekniikoita ovat muun muassa normaalijakautumattoman prosessin analyysi sekä aallokemuunnokset. [14, s.641]

3.2.3 Suora aikaintegrointi

Satunnaisen kuormituksen vasteen laskentaan on kehitetty myös monia suoraan aikaintegrointiin perustuvia menetelmiä. Yksi näistä menetelmistä on Newmarkin beta-metodi, jossa vastetta määritetään arvioimalla peräkkäisten ajanjaksojen kuormitusta eli ja näiden aiheuttamaa kiihtyvyyttä rakenteelle. Suora aikaintegrointi perustuu aikahistorian tarkasteluhetkien välisistä eroista saatuihin peräkkäisiin impulssikuormiin ja niiden aiheuttamien vasteiden superpositioon. Yhdistämällä kahden perättäisen ajan hetken i ja $i+1$ liikeyhtälöt, saadaan:

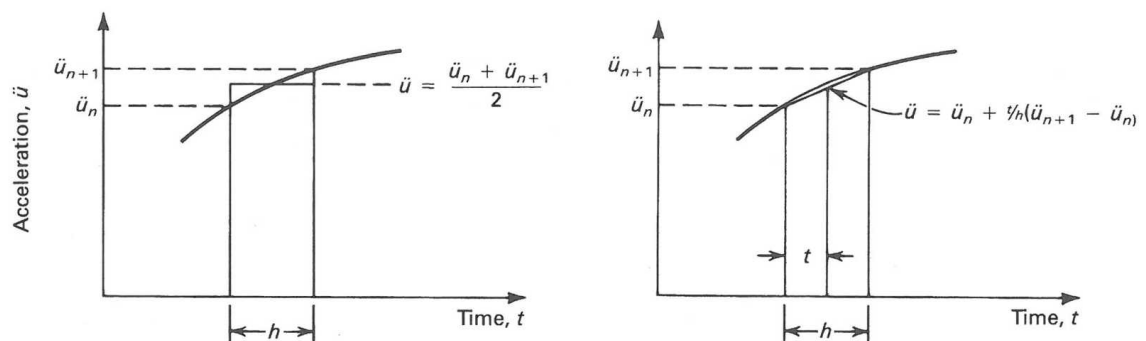
$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta P_i \quad (3.24)$$

josta voidaan johtaa Newmarkin beta-metodin perusyhtälöt:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \dot{u}_i\Delta t + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.25)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + \beta(\Delta t)^2\ddot{u}_{i+1} \quad (3.26)$$

Näiden integrointikaavojen johtamista ei esitellä tässä, mutta ne ovat luettavissa esimerkiksi lähteestä [20] sivulta 368. Käytännössä kaavat perustuvat yleiseen aikaintegrointiin, mutta lisäksi kaavoissa voidaan käyttää kahta tarkentavaa muuttujaa, γ ja β . Muuttujien arvoja voidaan muuttaa halutun kiihtyvyyden likiarvomääritelmä mukaisiksi. Likiarvomääritelmät on esitetty kuvassa (Kuva 3.15). Kuvan ensimmäinen keskiarvollinen likiarvo vastaa muuttujien arvoja $\gamma = 1/2$ ja $\beta = 1/4$ sekä toinen lineaarinen likiarvo vastaavasti arvoja $\gamma = 1/2$ ja $\beta = 1/6$. Värähtelijän vasteen suoraa aikaintegrointia Newmarkin beta-metodilla on esitetty liitteen 2 kohdassa 3.



Kuva 3.15 Kiihtyvyyden keskimääräinen ja lineaarinen likiarvo. [20, s.371 ja 372]

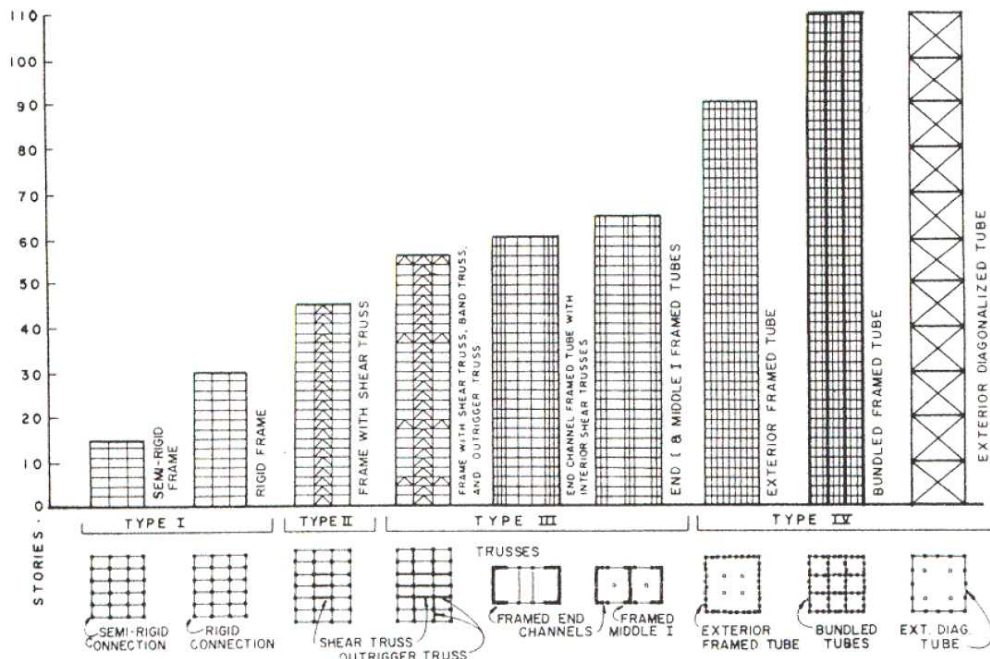
Suorasta aikaintegroinnista saadusta vasteesta voidaan myös laskea vasteen keskiarvo, keskihajonta ja maksimiarvot. Näin ollen molemmat tarkastelutavat antavat vastaavia tuloksia, mutta spektrianalyysi on monimutkaisemmissa systeemeissä laskennallisesti mielekkäämpi ja se soveltuu helpommin myös monivapausasteisten systeemien tarkasteluun. Suora aikaintegrointi on kuitenkin tarkempi menetelmä ja nykyisin käyttökelpoisempi laskentatehon ollessa harvoin ongelma. Monen vapausasteen systeemeissä yhdistetään useampi satunnainen kuormitus laskemalla niiden korrelaatio ja arvioimalla vastetta niiden yhdistetyn todennäköisyysjakauman kautta. Monivapausasteisen systeemin vasteen laskentaa satunnaisessa kuormituksessa on esitetty esimerkiksi lähteen [21] sivuilla 738–743.

3.3 Dynaamisten ominaisuuksien määrittäminen

Korkeissa rakennuksissa on rakenteen ominaisuuksilla huomattava vaikutus rakenteen vasteeseen tuulikuormituksessa. Erityisesti resonanssivärähtelyn arviointiin on rakenteen ominaisuuksien tarkalla määrittämisellä tärkeä merkitys. Juuri vaakajäykistykseen ja vaimennuksen suunnittelu onkin suurin eroavuus korkeiden rakennusten suunnittelussa verrattuna mataliin rakennuksiin.

3.3.1 Korkeiden rakennusten runkojärjestelmät

Rakennuksen rungon suunnittelussa pyritään yleensä käyttämään normaaleja ja hyväksi havaittuja runkomuotoja ja – järjestelmiä. Rakenteen korkeuden kasvaessa näitä malleja ei kuitenkaan aina voida soveltaa joko niiden riittämättömän kapasiteetin tai suunniteltavan rakennuksen muodon ja tilavaatimusten vuoksi. Korkeiden rakennusten suunnittelussa päädytäänkin usein käyttämään normaaleista runkomalleista poikkeavia ratkaisuja. Dynaamisten kuormitusten vasteiden analysoimista varten ovat rakenteen ominaisuudet kuitenkin tarkasti tiedettävä, joten on syytä tarkastella ominaisuuksien määrittymisen periaatteita ja korkeiden rakennusten runkotyypppejä.



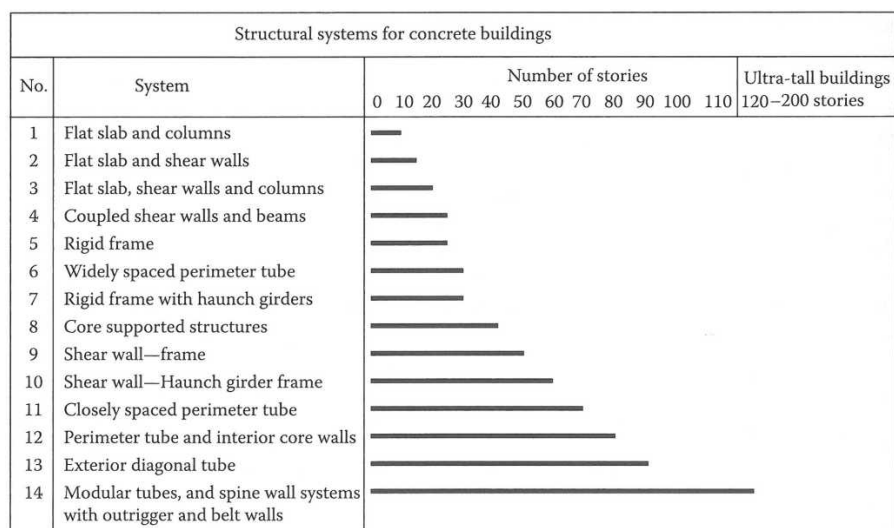
Kuva 3.16 Kuvassa on esitetty erilaisten teräsrunkojärjestelmien soveltumista erikorkuisiin rakennuksiin. [23, s.185]

Useimmissa tilanteissa rakennuksesta selvitetään sen vasteet kolmessa suunnassa tuulen suuntaan nähden, eli tuulensuuntaiset, poikkisuuntaiset ja kiertymävasteet. Samoin rakennuksen ominaisuudet tulee näin tuntea kaikissa kolmessa värähtelymuodossa, jotka on kuvassa (Kuva 2.19) esitetty. Suunniteltavan rakennuksen värähtelyominaisuuksien määrittämisessä tarvittavia lähtötietoja ovat dimensioiden lisäksi kerroksittain massa,

jäykkyys kahteen suuntaan sekä kiertymäjäykkyys, hitausmomentti ja jäykkyyskeskiö. Näillä lähtötiedoilla voidaan määrittää rakennuksen ominaistajuudet ja ominaismuodot esimerkiksi kahdessa pääsuunnassa ja vääntöväärhtelyssä, jotka yleensä ovat tärkeimmät väärhtelysuunnat korkeilla rakennuksilla.

Rakenteen ominaisuuksien määrittäminen riippuu käytettävästä runkojärjestelmästä, mutta perustuu normaalisti lujuusopin sääntöihin jossa jäykkyys määritetään rakennesien ja liitosten taivutusjäykkyyksien mukaan. Lisäksi kokonaisjäykkyys määräytyy osin myös pystyrakenteiden aksiaalisten rasitusten sekä leikkausjäykkyyksien perusteella. Kun rungosta selvitetään myös massan jakautuminen, voidaan laskea rakenteen ominaistajuudet ja -muodot vastaavasti. Rakenteen vaimennussuhteen arvioiminen on hieman vaikeampaa, ja yleensä sitä päädytäänkin arvioimaan likimääräisesti aikaisempien kokemusten, ohjeiden ja mittauksien perusteella ja varmistamaan arvio koekokeellisesti tarvittaessa.

Erilaisten runkojärjestelmien soveltuvuus korkeisiin rakennuksiin perustuu pääosin niiden kykyyn vastaanottaa vaakavoimia ja rajoittaa vaakasiirtymiä annettuihin rajoihin taloudellisesti ja turvallisesti. Teräsrungoilla voidaan pitää normaaleja momenttijäykkiä ja vinojäykistettyjä runkoja soveltuvana aina kolmenkymmenen kerroksen korkuisiin rakennuksiin asti (Kuva 3.16). Korkeammissa teräsrungoissa on taloudellisempaa käyttää erilaisia yhdistelmäjäykisteitä, tukikerroksia ja putkirunkojärjestelmiä. [6, s.2]

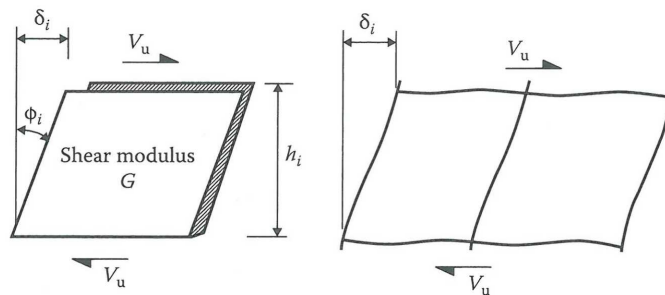


Kuva 3.17 Kuvassa on taulukoitu erilaisten teräsbetonirunkotyyppien taloudellinen soveltuminen korkeiden rakennusten jäykistämiseen. [8, s.200]

Teräsbetonirungoissa erilaisten runkojärjestelmien taloudellista soveltuvuutta korkeisiin rakennuksiin on taulukoitu kuvassa (Kuva 3.17). Monet runkovaihtoehdoista ovat yhdistelmiä jäykistävästä seinistä ja momenttijäykistä rungoista. Jatkuissa jäykistävässä seinissä jäykkyyden oletetaan muodostuvan normaalisti taivutus-, leikkaus- ja aksiaalisten jännitysten summana. Momenttijäykissä pilari-palkki-rungoissa rakenteen kokonais-

jäykkyys vaakasuunnassa määräytyy suurelta osin leikkausvoiman aiheuttamasta palkkien kiertymästä, kuten esitetty kuvassa (Kuva 3.18).

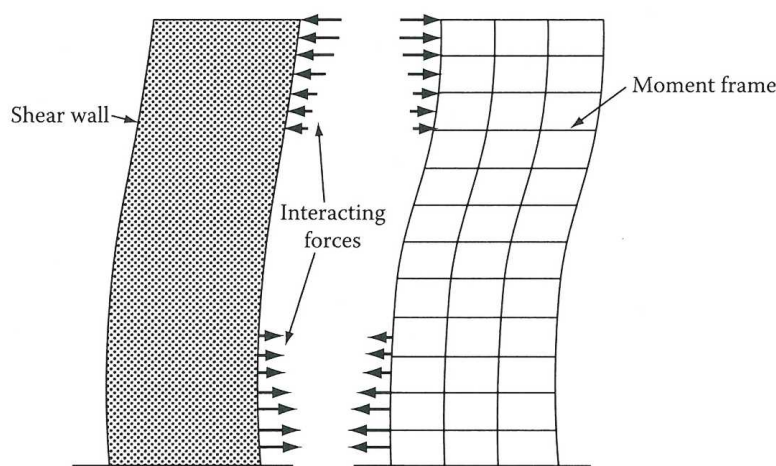
Jäykän kehän rungoissa palkkien kiertymä aiheuttaa yleensä eniten vaakasiirtymää, koska niiden jäykkyys suhteessa pituuteen on huomattavasti pienempi verrattuna pilareihin. [8, s.208] Maanjäristysalueille suunniteltaessa onkin syytä säilyttää jäykkyyksien suhde sellaisena, että plastiset muodonmuutokset tapahtuvat palkkeihin ennen pilareita rungon stabiiliteetin varmistamiseksi onnettomuusrajatilassa. Tuulikuormituksen tilannetta tarkasteltaessa on kuitenkin oleellisempaa vaakasiirtymät käyttörajatilassa.



Kuva 3.18 Leikkausmuodonmuutos jäykän kehän rungon yksittäisessä kerroksessa johtuu palkkien ja pilareiden kiertymästä ja muistuttaa kiinteän rakenteen leikkausmuodonmuutosta. [8, s.208]

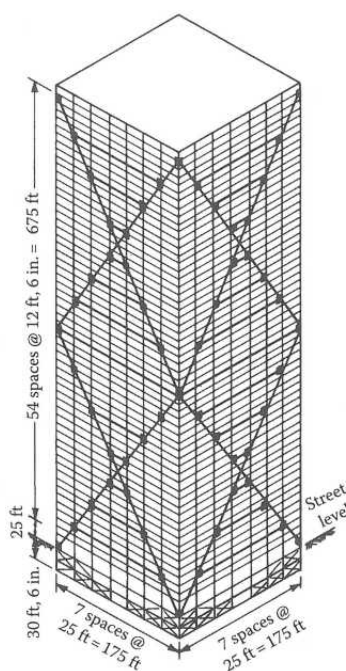
Teräsbetoni- ja liittorakennerungoissa yleisin ja tehokkain jäykistysjärjestelmä on jäykistysseinien käyttäminen eri puolilla rakennusta. Pelkkiin jäykistysseiniin perustuva järjestelmä soveltuu myös rakennusten jäykistämiseen jopa 50 kerrosta korkeissa rakennuksissa. Jäykistävän seinän taipumatila vaakasuunnassa on parabolinen, kun taas jäykällä kehällä se on lähempänä lineaarista mukaillen tuulikuormituksen kumulatiivista leikkausvoimaa. Näin ollen yhdistelmärakenteissa näiden kahden taipumatilan yhdistäminen aiheuttaa niiden keskinäisiä rasituksia, mutta samalla myös vähentää huomattavasti koko systeemin taipumaa. Nämä kaksi järjestelmää tukee toisiaan, alapäässä jäykistävä seinä tukee jäykkää kehärunkoa ja yläpäässä jäykkä kehärunko jäykistävää seinää. [8, s.215] Taipumatilan vuorovaikutusta on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.19).

Jäykistävien rakenteiden erilaiset taipumatilat tulee ottaa huomioon myös jäykkyyksien jakautumisessa, koska erilaisten jäykisteiden siirtymät eivät välttämättä vastaa toisiaan kaikissa kerroksissa ja näin ollen eivät jaa vaakakuormia suoraan jäykkyyksien suhteessa ellei niitä ole yhdistetty jäykällä vaakarakenteella. Usein rakenteiden epälineaarisuoksien ja monimutkaisuuden vuoksi jäykkyyksien ja vaakasiirtymien tarkastelu vaatii usein tietokonemallinnusta rakenteen tarkan toiminnan selvittämiseksi. Rakenteiden yksinkertaistuksiin analyysitarkoituksessa ei olekaan nykyisin enää juuri syytä tietokonemallinnuksen yleistyttyä. Analyysimallin luomiseen palataan tarkemmin kohdassa 4.4.



Kuva 3.19 Jäykistävän seinän ja jäykän kehärungon erilaisten taipumatilojen aiheuttama vuorovaikutus. [8, s.208]

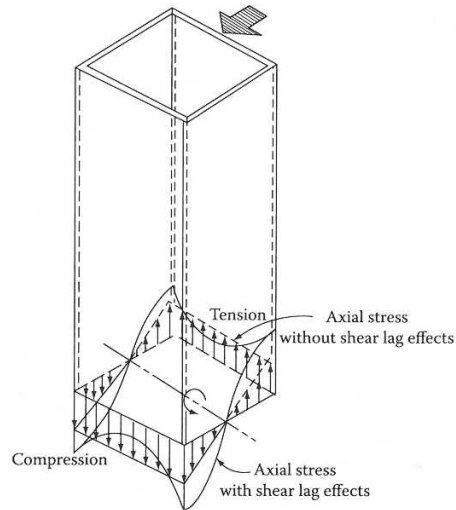
Erilaiset putkirunkojärjestelmät voivat olla hyvin perusteltuja vaihtoehtoja yli 40-kerroksisille rakennuksille. Putkirungoissa rakennuksen vaakajäykistykseen käytetään ulkoseinien muodostamaa jäykkää kehärunkoa. Koska ulkoseinille ei yleensä haluta umpiseiniä tai vinositeitä, joudutaan niissä käyttämään momenttijäykkiä pilari-palkki-järjestelmiä. Putkirungon toimimiseksi täytyy ulkoseinän rungon olla hyvin jäykkä, eli pilarit ovat leveitä, palkit korkeita ja pilarijako on pieni.



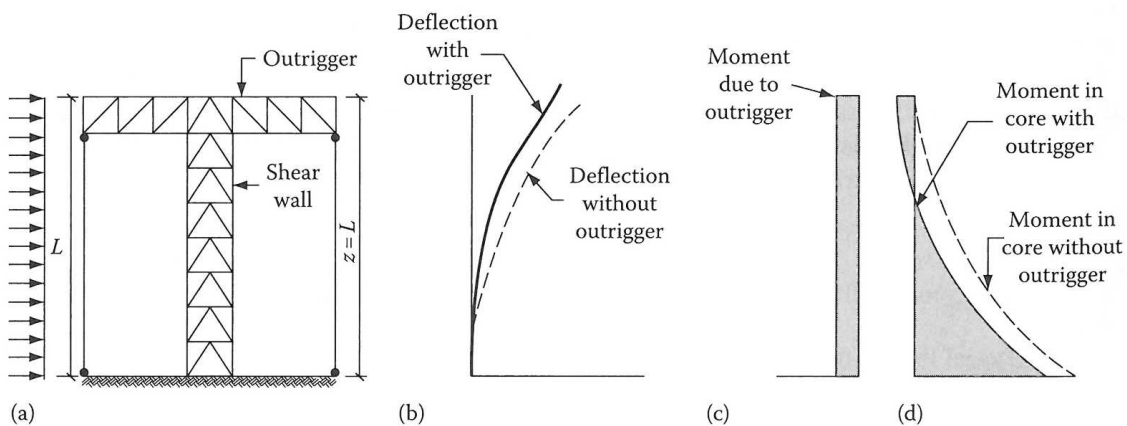
Kuva 3.20 Korkean teräsrakenteisen rakennuksen putkirunko, joka on kerroksittaisen jäykistykseen lisäksi jäykistetty useiden kerrosten korkuisilla vinositeillä. [8, s.231]

Joissain tapauksissa käytetään myös suurempia vinojäykisteitä, jotka muodostavat useita kerroksia korkeita vinositeitä jolloin ulkoseinillä voidaan käyttää harvempaa pilarijakoja. Kuvassa (Kuva 3.20) on esitetty vinojäykistetyn putkirungon esimerkki. Kuten

muissakin taivutetuissa rakenneosissa, myös putkirungossa ilman vinojäykisteitä on huomioitava rakenteen puristettujen ja vedettyjen osien jännitysten epätasainen jakautuminen eli ”shear lag”.



Kuva 3.21 Vinojäykistämättömässä putkirungossa taivutuksen aiheuttama jännitys jakautuu epätasaisesti rakenneosien kesken ”shear lag” –ilmiön vuoksi. [8, s.226]



Kuva 3.22 Rakennuksen ylimpään kerrokseen sijoitettu ulokeristikko (outrigger) vähentää rakenteen sivusiirtymää ja ytimen momenttia juuressa. [6, s.238]

Monissa korkeissa rakennuksissa käytetään ulkoseinien putkijärjestelmän lisäksi ydinjäykisteitä sekä mahdollisesti ydintä ja putkea yhdistäviä ulokeristikkoita. Ulokeristikot yhdistävät tässä tapauksessa ytimen ja ulkokuoren tehden niistä yhdessä toimivan järjestelmän jolla voidaan vähentää vaakasiirtymiä tehokkaasti (Kuva 3.22). Pelkästään yhdessä kerroksessa ulokeristikkoita käyttämällä voidaan rakennuksen suurinta vaakasiirtymää vähentää jopa puoleen. [8, s.250]

3.3.2 Rakenteen jäykkyys ja massa

Vaikka rakenteen jäykkyyksien tarkastelu tapahtuu nykyisin pääosin tietokonemallin kautta, voi joskus olla syytä arvioida osien jäykkyyksiä myös käsin laskemalla. Rakenteen jäykkyyden ja massan määrittäminen rakenteissa on melko yksiselitteistä, vaikkakin isoissa rakenteissa ne voivat olla työläitä laskea. Tässä käydäänkin läpi vain periaatteet yksinkertaisen järjestelmän jäykkyyden, kiertymäjäykkyyden, massan ja hitausmomentin laskentaan. Esimerkiksi yleisesti käytössä olevien jäykistävien teräsbetoniseini- en jäykkyyttä voidaan arvioida esimerkiksi lähteessä [24] esitetyillä kaavoilla:

Ylä- ja alapäästään jäykästi tuetuille seinille:

$$k = \frac{E b}{\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \quad (3.27)$$

Vain alapäästään jäykästi tuetuille seinille:

$$k = \frac{E b}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \quad (3.28)$$

joissa	E	on betonin kimmomoduuli
	b	on seinän leveys
	h	on seinän korkeus
	L	on seinän pituus taivutuksen suunnassa

Kaavoissa (3.27) ja (3.28) on huomioitu seinien taivutusjäykkyys ja leikkausjäykkyys. Taipumataarkasteluja varten kaavoissa on betonin liukumoduulin oletettu olevan 40 % kimmomoduulista eli $G = 0,4E$. Vinojäykistetyissä teräskehissä taas voidaan kehän jäykkyyttä arvioida esimerkiksi suoraan vinojäykisteiden venymän mukaisesti kaavalla:

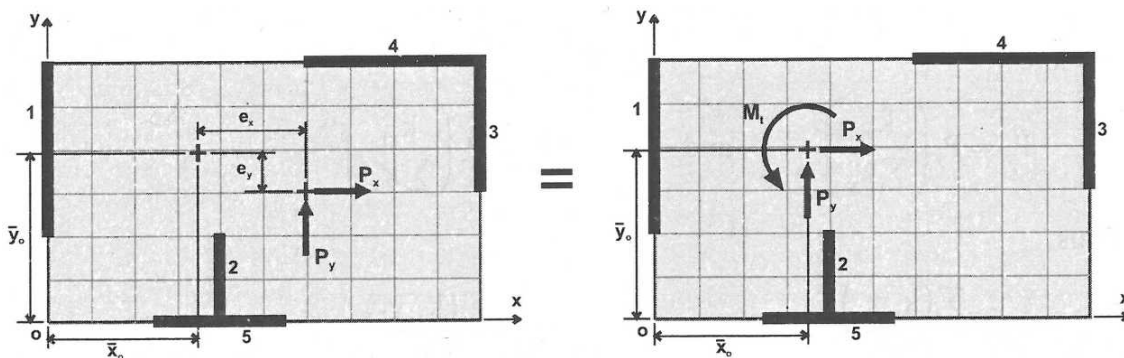
$$k = \frac{E \cos^2 \alpha \sin \alpha \sum A_d}{h} \quad (3.29)$$

joissa	E	on teräksen kimmomoduuli
	h	on seinän korkeus
	α	on vinojäykisteiden kulma lattiatasosta
	$\sum A_d$	on vinojäykisteiden yhteenlaskettu pinta-ala

Kerroksen kokonaisjäykkyys, kuormien jakautuminen ja kiertymäjäykkyys määräytyy sen sisältämien seinien summana yleisten stabiliteettiperiaatteiden mukaisesti. Kiertymäjäykkyyden määrittämisessä käytetään napakoordinaatistoa ja kerroksen kiertymäjäykkyys ilmoitetaan muodossa N/θ sen sijaan että käytettäisiin yksikköä N/m . Kerroksen kiertymäkeskiön sijainti lasketaan, kuten kuvassa (Kuva 3.23) on laskettu, sen jäykistävien osien perusteella kaavoilla:

$$\bar{x} = \frac{\sum(k_{yi} x_i)}{\sum k_{yi}} \quad \text{ja} \quad \bar{y} = \frac{\sum(k_{xi} y_i)}{\sum k_{xi}} \quad (3.30)$$

Kuormien jakautuminen jäykistävien seinien kesken riippuu myös välipohjan jäykkyydestä, mutta esimerkiksi paikallavaletun massiivilaatan tapauksessa välipohjan voidaan olettaa olevan hyvin jäykkä. Epäsymmetrisesti sijoitetut jäykistävät osat aiheuttavat vääntöä rakennuksen runkoon. Kiertymää voi aiheuttaa myös epäsymmetrinen kuormitus, kuten epätasaisesti jakautunut tuulikuorma. Epäkeskeisen kuorman vaikutusta on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.23), jossa kuormituksen resultantti vaikuttaa epäkeskeisesti kiertokeskiöön nähden. Tuulikuormituksessa aiheuttaa kiertymää kuorman resultantin etäisyys jäykkyysskeskiöstä, kun taas maanjäristystilanteessa kiertymää aiheuttaa rakennuksen massakeskiön etäisyys jäykkyysskeskiöstä, koska siinä kuormitus perustuu massan liikkeeseen ulkoisen kuormituksen sijaan.



Kuva 3.23 Kerroksen aiheutuu kiertymämomenttia kuormituksen (P) epäkeskisyydestä (e_i) kiertokeskiöön nähden (\bar{y}, \bar{x}). [24, s.31]

Kerroksen massa määritetään kuten vertikaalikuormia laskettaessa. Massan laskennassa on syytä huomioida myös eri kuormitustilanteet, kuten muuttuvat kuormat ja niiden eri yhdistelmät. Laskelmien on oltava tarkkoja ja niiden vaihtelut on huomioitava, koska massa vaikuttaa rakenteen ominaistajuuteen ja prosentin virhe ominaistajuuden arvioinnissa voi aiheuttaa jopa kahden prosentin virheen tuulikuormitukseen. [8, s.337]

Välipohjan rakenteet ovat yleensä tasaisesti jakautuneet, mutta lisäksi täytyy laskea myös eri pystyrakenteiden massan vaikutus kokonaismassaan ja hitausmomenttiin. Kiertymävärähtelyssä massan tilalla systeemin liikeyhtälöissä käytetään hitausmomenttia. Tällöin käytetään yksikköä J , toisin kuin sivusuuntaisessa värähtelyssä jossa käytetään siis kilogrammoja. Useista massoista koostuvan systeemin, esimerkiksi useita kantavista osista koostuvan kerroksen, hitausmomentti määritetään kaavan (3.31) mukaisesti.

$$J = \sum_i m_i r_i^2 \quad (3.31)$$

jossa m_i on rakenneosan i massa (kg)
 r_i on rakenneosan i etäisyys kiertokeskiöstä (m)

Kohdassa 3.1.3 esitelty monen vapausasteen systeemin liikeyhtälö (3.13) muuttuu kaikki värähtelymuodot huomioon otettaessa muotoon: [7, s.7]

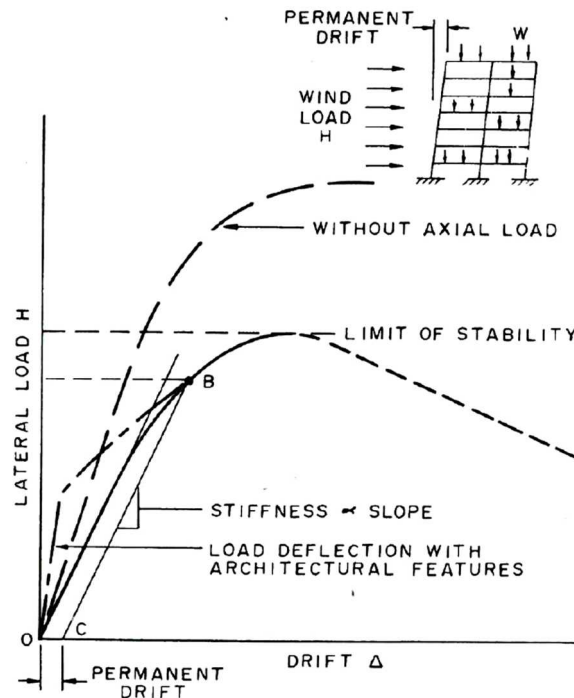
$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}(t) \quad (3.32)$$

$$= \begin{bmatrix} \mathbf{M} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{J} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_x & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_y & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{C}_\theta \end{bmatrix} \dot{\mathbf{u}} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_y & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{K}_\theta \end{bmatrix} \mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_x \\ \mathbf{F}_y \\ \mathbf{T} \end{bmatrix} (t)$$

jossa $\mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{X} \\ \mathbf{Y} \\ \boldsymbol{\theta} \end{bmatrix}$, joissa vektorit \mathbf{X} , \mathbf{Y} ja $\boldsymbol{\theta}$ ovat kerroksittaiset massakeskipisteen siirtymät ja kiertymä.

\mathbf{M} on systeemin massamatriisi
 \mathbf{J} on systeemin hitausmomenttimatriisi
 $\mathbf{C}_{x,y}$ on systeemin vaimennusmatriisi x- tai y-suunnassa
 \mathbf{C}_θ on systeemin vääntövaimennusmatriisi
 $\mathbf{K}_{x,y}$ on systeemin jäykkyyssmatriisi x- tai y-suunnassa
 \mathbf{K}_θ on systeemin vääntöjäykkyyssmatriisi
 $\mathbf{F}_{x,y}$ on kuormitusvektori kussakin suunnassa
 \mathbf{T} on vääntökuormitusvektori

Rakenteen käyttäytymisen arvioinnissa ja mallintamisessa on huomioitava että käytännössä rakennukseen kantavan rungon lisäksi sen liittyvät rakenneosat tuovat koko rakenteelle lisäjäykkyyttä joka siirtymien kasvaessa katoaa ja ne näin lisäävät rungon epälineaarista käyttäytymistä. Rakenteen vaakasiirtymän lisääntyessä rakenneosat osallistuvat vähemmän jäykistykseen ja vähentävät näin rakenteen kokonaisjäykkyyttä joka taas lisää rakennuksen ominaisheilahdusaikaa. Tätä suhdetta havainnollistetaan kuvassa (Kuva 3.24). Samaan aikaan rakenteellinen vaimennus lisääntyy energian hävitessä enemmän myös rakenneosien ja niiden liitosten väliseen ja sisäiseen kitkaan. Nämä kaksi ilmiötä kuitenkin kutakuinkin kumoavat toistensa vaikutukset ja vaimennusta ja jäykkyyttä voidaan yleensä pitää lineaarisena runkomateriaalin lineaarisen elastisuuden alueella. [3, s.150].



Kuva 3.24 Rakenteen jäykkyyden ja aksiaalisen kuormituksen vaikutus sivusiirtymään. [3, s.150, alkuperäinen lähde: Davenport, A.G. Criteria for Design Against Wind Action, Proceedings, Conference on Tall Buildings, South Africa 1975]

Suuret vaakasiirtymät voivat johtaa myös pysyviin muodonmuutoksiin rakenteessa. Pysyvien muodonmuutosten rajaa kuvataan pisteellä B kuvassa (Kuva 3.24). Tuulikuormituksen tapauksessa oletetaan rakenteiden kuitenkin aina toimivan kimmoisella alueella, toisin kuin maanjäristysmitoituksessa, jossa plastiset muodonmuutokset ovat jopa toivottuja. Rakenteen epälineaariseen käyttäytymiseen ja sen huomioimiseen vaimennuksen arvioinnissa palataan kohdassa 4.4.

Mikäli rakennuksen ominaistajuutta on tarvetta arvioida suunnittelun alkuvaiheessa likimääräisesti, voidaan käyttää likiarvoista kaavaa (3.33), joka perustuu Ellisin empiriisiin testauksiin erilaisilla suorakaiteen muotoisilla rakennuksilla. [25, s.451, alkuperäinen lähde: 26]

$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (3.33)$$

jossa n_1 on rakennuksen alin ominaistajuus (Hz)
 h on rakennuksen korkeus (m)

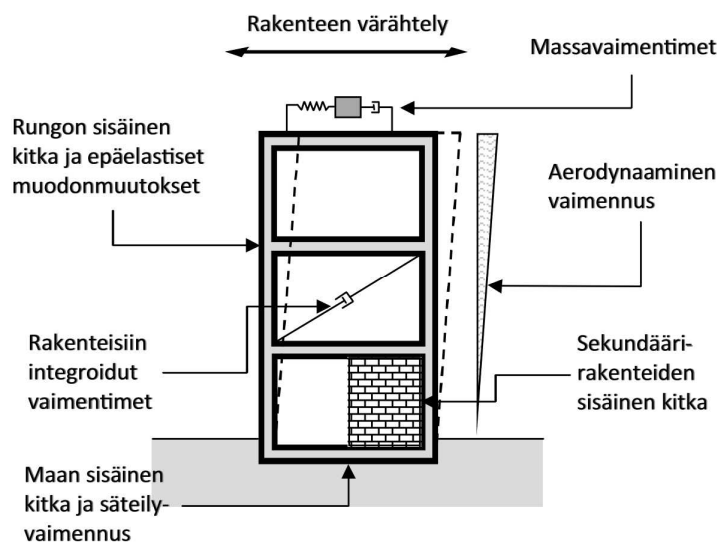
$$n_0 = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{g \sum F_i u_i}{\sum W_i u_i^2} \right)^{1/2} \quad (3.34)$$

jossa	g	on maan vetovoiman kiihtyvyys
	F_i	on kerrokseen vaikuttava voima (mikä tahansa)
	u_i	on voiman F_i aiheuttama taipuma rakenteelle
	W_i	on kerroksen paino

On kuitenkin syytä huomata että kaava antaa käyttökelpoisia likiarvoja vain lineaarisille, suorakaiteen muotoisille rakennuksille. Toinen tarkempi kaava (3.34) perustuu Rayleigh'n metodiin ja siinä tarvitaan lähtötiedoiksi rakennuksen kerroskohtainen massa sekä jäykkyys.

3.3.3 Rakenteellinen vaimennus

Rakenteen liikkeen vaimennus muodostuu kaikista niistä osa-alueista, joihin rakennuksen liike-energiaa häviää. Mikäli systeemissä ei olisi lainkaan vaimennusta, olisi se teoriassa niin sanottu vapaa värähtelijä. Tällaista tilannetta ei todellisuudessa kuitenkaan ole, vaan rakenteissa on aina erilaisia vaimennustekijöitä. Rakennuksien kohdalla vaimennus johtuu yleensä rakennusmateriaalien sisäisestä kitkasta eli viskositeetista sekä liitosten ja rakenneosien välisestä kitkasta. Lisäksi voi syntyä aerodynaamista vaimenemista rakennuksen syrjäyttäessä ilmaa omalla liikkeellään ja liike-energian vaimentumisessa ilman viskositeetin vuoksi.



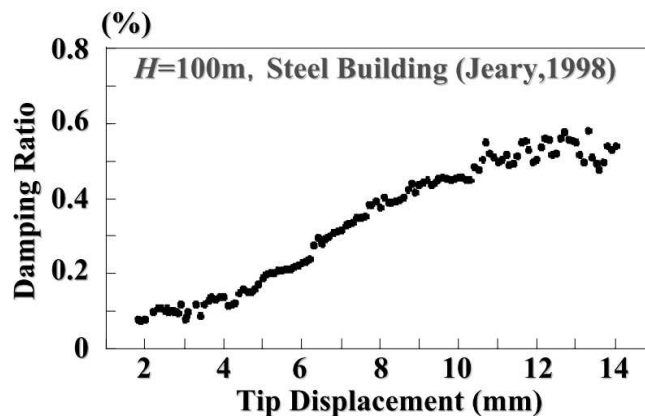
Kuva 3.25 Rakenteen vaimennus muodostuu erilaisten energiaa sitovien osien kokonaisuudesta.

Rakenteen erilaisia vaimennustyppejä on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.25). Rakennuksen vaimennuksen suuruus vaihtelee rakennuksen rakenteiden materiaalin, runkotyyppin ja rakenteen koon mukaan. Rakenteen vaimennusta voidaan kuvata erilaisilla tunnusluvulla, mutta yleisimmin käytetty on vaimennussuhde, eli vaimennusluvun suhde kriittiseen vaimennuslukuun kuten määriteltiin aikaisemmin kaavassa (3.3). Kriitti-

nen vaimennusluku taas vastaa pienintä arvoa, jolla systeemin värähtely estetään kokonaisuudessaan ja systeemi palaa alkutilaansa ilman heilahtelua.

Rakennuksen vaimennussuhteen ilmoittamisessa yleensä kaikki vaimennuksen osat alueet yhdistetään samaan viskositeettivaimennusta vastaavaan lukuarvoon. Käytännössä on mahdotonta laskennallisesti määrittää kaikki vaimennukseen vaikuttavat osat alueet rakennuksesta, joten vaimennussuhteen määrittämisessä käytetään kokeellista mittausta valmiille rakennukselle tai aikaisempia mittaustuloksia vastaavista rakennuksista. Rakennuksille ilman ulkoista vaimennusta ovat vaimennussuhteet välillä 1-10 % kriittisestä tavallisia. [8, s.350]

Vaimennussuhteet tuulikuormituksessa, jossa huomattavia muodonmuutoksia ei yleensä tapahdu, ovat tavallisesti välillä 1-2 % kriittisestä. Maanjäristysmitoituksessa taas vaimennussuhteet ovat vastaavasti suurempia, koska siinä voidaan olettaa syntyvän myös suurempia plastisia muodonmuutoksia, jotka taas sitovat huomattavasti enemmän energiaa. Onkin syytä huomata, että rakennuksen vaimennussuhde on siis riippuvainen värähtelyn amplitudin suuruudesta, eli teoriassa se vaihtelee jatkuvasti dynaamisessa kuormituksessa. Käytännössä sitä voidaan kuitenkin pitää materiaalien elastisella alueella vakiona, kuten todettiin kohdassa 3.3.2.



Kuva 3.26 Rakennuksen vaimennussuhde on riippuvainen värähtelyn amplitudista. Kuvassa on esitetty esimerkkikohteen mittaustuloksia eri taipumilla. [27, s.25, alkuperäinen lähde: Jeary, Alan. *Designer's Guide to the Dynamic Response of Structures*, Taylor & Francis 1998. 235 s.]

Rakenteiden hoikentuessa tulee rakenteen vaimennuksesta yhä tärkeämpi muuttuja kokonaisvasteen hallinnassa. Hoikilla rakenteilla on dynaaminen kuormitus yleensä määräävä, jolloin rakenteen kyky vaimentaa resonanssivastetta vaikuttaa suurimpaan siirtymään, kuten aikaisemmin kuvassa (Kuva 3.6) on dynaamisen vahvistuskertoimen muodossa esitetty. Useimmissa tapauksissa rakenteellinen vaimennus on riittävää murtorajatilan vaatimukseen, mutta käyttörajatilan vaatimukset käyttäjämukavuuden osalta rajoittavat vaakasiirtymä- ja kiihtyvyysarvoja. Mikäli asetetut kiihtyvyysrajat ylittyvät värähtelyssä, on vaimennuksen lisääminen rakenteeseen tehokkain ja taloudellisin keino niiden pienentämiseen. [6, s.527]

Mikäli vasteen rajoittaminen vaatii vaimennuksen lisäämistä, on se mahdollista toteuttaa yleensä vain lisäämällä ulkoista vaimennusta. Käytännössä tämä tarkoittaa aktiivisten tai passiivisten vaimennusjärjestelmien lisäämistä rakenteeseen. Tähän aiheeseen palataan tarkemmin kohdassa 3.4. Korkeissa tuulennopeuksissa, hoikilla rakennuksilla ja suurilla rakennuksen pinta-aloilla on aerodynaamisella vaimennuksella aina enemmän vaikutusta kokonaisvaimennukseen. Näin ollen korkeissa rakennuksissa sen vaikutus on syytä aina tarkistaa. Eräs aerodynaamisen vaimennuksen laskentatapa on esitetty Eurokoodissa. Eurokoodin mukaista värähtelymitoitusta käsitellään tarkemmin kohdassa 4.4.

Alustavassa suunnittelussa voidaan käyttää kokonaisvaimennukselle esimerkiksi Eurokoodin ilmoittamia arvoja. Eurokoodin mukaan teräsbetonirakennuksille voidaan käyttää 1,6 % vaimennusta ja teräsrakennuksille 0,8 %. [1, s.250] Kanadan rakennusmääräysten (NBCC) mukaan voidaan alustavassa suunnittelussa käyttää arvoja 1 % teräsrakennuksille, 1,5 % liittorakennuksille ja 2 % teräsbetonirakennuksille. [28, s.29] Samoin Yhdysvaltalaisen ASCE:n standardin kommenttiosuuden 7-05 mukaan käyttörajatilassa tyypillisiä vaimennuskertoimia ovat 1 % teräsrakennuksille ja 2 % teräsbetonirakennuksille. [29, s.26] Mikäli tarkastellaan äärimmäisiä tuulikuormituksia 500–1000 vuoden toteutumisvälillä, voidaan käyttää korkeampia arvoja, kuten 3-5 % koska tällöin suurempien muodonmuutosten oletetaan tapahtuvan. Toisaalta tarkasteltaessa useammin toteutuvia tuulikuormituksia, tulee käyttää pienempää vaimennussuhdetta. [8, s.337]

Alustavan vaimennussuhteen lisäksi tarvitaan myöhemmin myös tarkemmin arvioitu vaimennussuhde lopullisten rakenteiden selvittyä. Esimerkiksi 2 % arvioitu kriittinen vaimennussuhde voi käytännössä osoittautua joksikin arvoksi välillä 0,6 – 3,4 %. Tämä taas voi johtaa yli 100 % virheeseen rakennuksen vasteen kiihtyvyyssarvoissa. [27, s.4] Valmiiden rakennusten vaimennussuhteita on mitattu kokeellisesti monessa yhteydessä ja esimerkiksi Japanissa mitatuista lähes kolmestasadasta rakennuksesta on tehty tietokanta (*Japanese Damping Database*), jossa on ilmoitettu rakennusten tyyppi ja mitatut vaimennussuhteet sekä ominaistajuudet kuudelta ensimmäiseltä ominaismuodolta. Kyseistä lähdettä ei ole käytettävissä tätä tutkimusta varten, mutta muissa lähteissä [27] on esitetty kyseiseen tietokantaan perustuva arviointikaava vaimennussuhteen laskennalle:

Teräsbetonirakennuksille ($30 \text{ m} < h < 100 \text{ m}$, $x_H/H < 2 \cdot 10^{-5}$):

$$\zeta_1 = 0.0143f_1 + 470(x_H/H) - 0.0018 \quad (3.35)$$

Teräsrakennuksille ($30 \text{ m} < h < 200 \text{ m}$, $x_H/H < 2 \cdot 10^{-5}$):

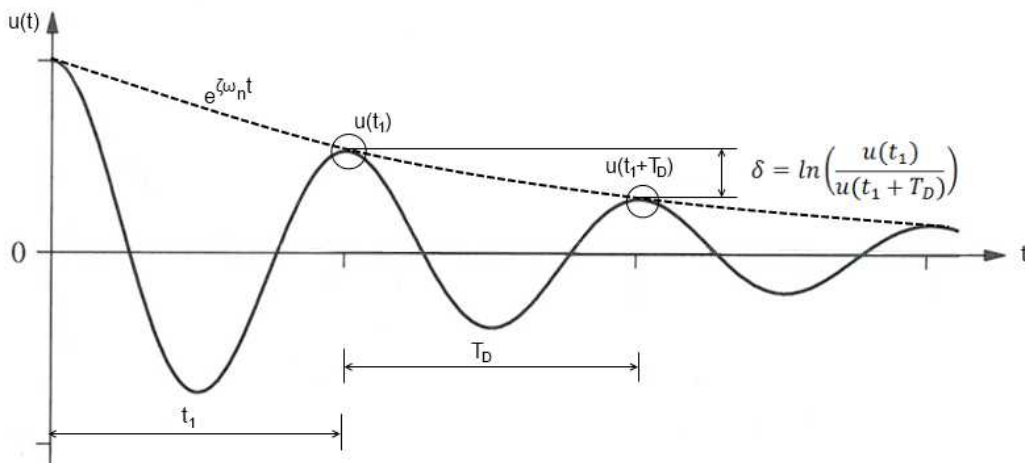
$$\zeta_1 = 0.013f_1 + 400(x_H/H) - 0.0029 \quad (3.36)$$

joissa	ζ_1	on alimman ominaismuodon vaimennussuhde
	f_1	on alin ominaistajuuus
	x_h	on taipuma korkeimmalla kohdalla
	H	on rakennuksen korkeus

Kuten aiemmin todettiin, on vaimennussuhde todellisuudessa riippuvainen värähtelyn amplitudista sekä värähtelymuodosta. Aikaisemmin esitetyt vakioarvot ovat likimääräisiä arvioita, kun taas kaavat (3.35) ja (3.36) antavat vaimennussuhteen amplitudin funktiona. Kiertymävärähtelyn vaimennussuhdetta voidaan taas arvioida tapauskohtaisesti rakenteiden ja sivusuuntaisen värähtelyn vaimennussuhteiden perusteella.

3.3.4 Ominaisuuksien kokeellinen määrittäminen

Rakennusten ominaistajuuksia ja vaimennussuhteita on mahdollista testata monin eri menetelmin jo valmiista rakennuksesta, kuten aikaisemmassa kappaleessa todettiin. Nämä menetelmät perustuvat samoihin periaatteisiin ja laskentatapoihin kuin vasteen määrittäminen jota käsiteltiin kohdassa 3.1. Tässä tilanteessa tavoite on päinvastainen, eli rakenteen ominaisuuksien perusteella vasteen selvittämisen sijaan yritetään selvittää rakenteen ominaisuuksia vasteen perusteella. Tässä tapauksessa myös ulkoinen kuormitus tai alkusiirtymä on ainakin likimäärin tunnettu.



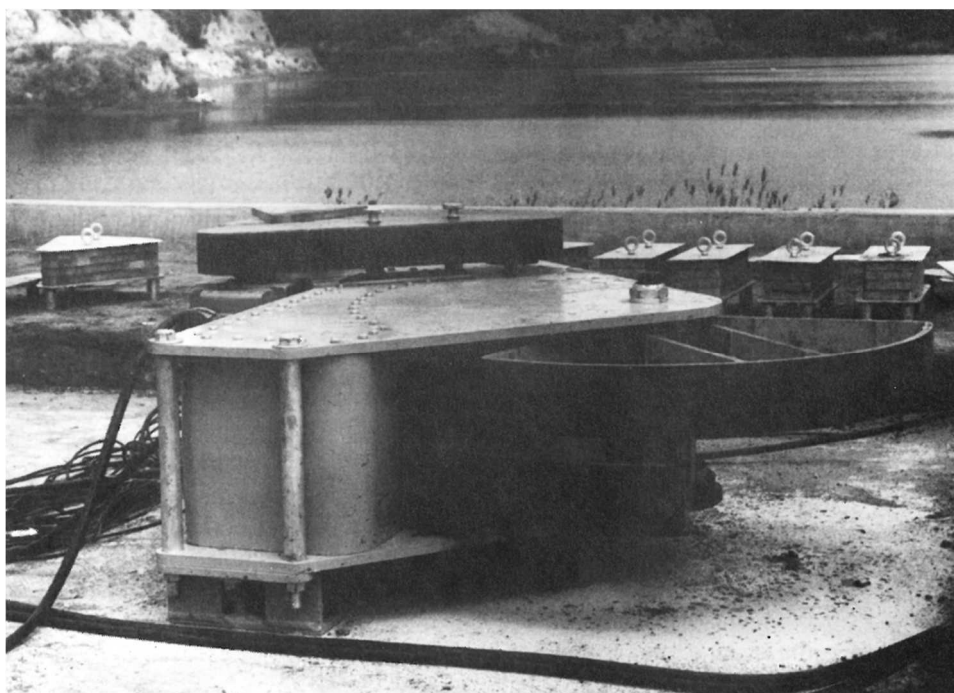
Kuva 3.27 Rakenteen vapaan värähtelyn vasteesta voidaan arvioida rakenteen vaimennettu ominaistajuuus ja vaimennuksen logaritminen dekrementti sekä siitä johtuen myös vaimennussuhde.

Kuvassa (Kuva 3.27) on esitetty periaate mitatun vapaan värähtelyn käytöstä rakenteen ominaisuuksien määrittämiseen. Tässä kuvataan siis tilannetta, jossa rakenteelle luodaan alkusiirtymä josta se lasketaan vapaaseen värähtelyyn. Rakenteen perättäisten heilahdusten amplitudien logaritmisesta pienenemisestä voidaan arvioida rakenteen vaimennusta. Rakenteen vaimennettu ominaisheilahdusaika (T_D) saadaan suoraan yhden heilahdusjakson kestosta. Rakenteen vaimennusluku saadaan likimääräisesti vaimennuksen logaritmisesta dekrementistä perusteella kaavasta (3.37).

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi} \quad (3.37)$$

jossa ζ on vaimennussuhde, $\zeta = \frac{c}{c_{cr}}$
 δ on vaimennuksen logaritminen dekrementti

Käytännössä logaritmiseen dekrementtiin perustuva mittaus voidaan toteuttaa esimerkiksi vetämällä rakennusta johonkin alkusiirtymään ja laskemalla se vapaaseen värähtelyyn. On kuitenkin huomattava että todellisuudessa kyseinen menetelmä on epäkäytännöllinen suurille rakennuksille verrattuna esimerkiksi taajuustasomittauksiin ja niiden perusteella tehtyihin analyysihin. Näissä mittauksissa rakennukseen asennetaan kiihtyvyyssantureita sekä ulkoinen värähtelylähde (Kuva 3.28). Värähtelylähteen kierrosnopeutta vaihdellaan eri taajuuksille ja jokaiselta taajuudelta lasketaan rakenteen vaste. [3, s.107]



Kuva 3.28 Epäkesko värähtelygeneraattori, jolla tuotetaan värähtelyä mitattavaan rakennukseen. Kuva: D.E. Hudson [19, s.86]

Vastesignaalin käsittelyssä voidaan käyttää samoja signaalinkäsittelymenetelmiä kuin vasteen määrittämisessä kohdassa 3.2. Kun värähtelykuormitus ja rakenteen vaste on tunnettu, voidaan tuloksista ratkaista rakenteen ominaistaajuuudet, ominaismuodot sekä näitä vastaavat vaimennussuhteet. Kaikissa menetelmissä täytyy huomioida myös taustavärähtelyt, jotka johtuvat esimerkiksi tuulesta ja liikenteen aiheuttamasta tärinästä.

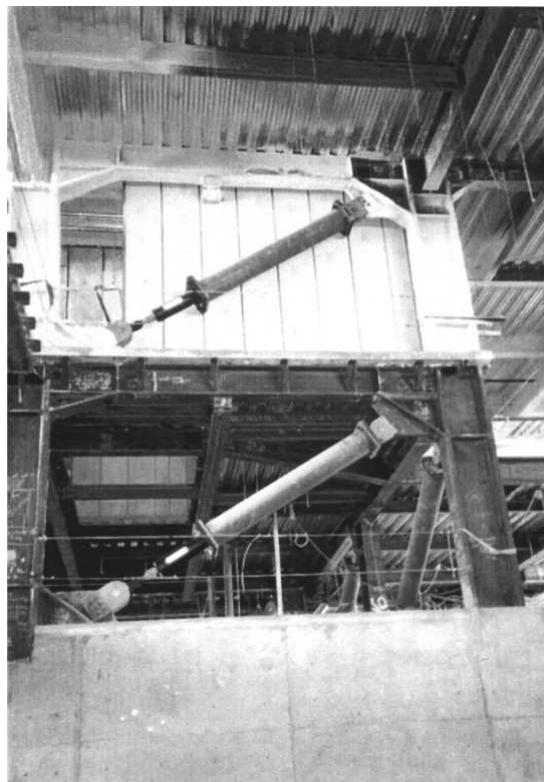
3.4 Ulkoinen vaimennus

Tuulen aiheuttamasta rakennuksen vasteesta on esitetty [8, s.793], että se on kääntäen verrannollinen vaimennussuhteen neliöjuureen. Tämä tarkoittaisi, että rakenteen vaste laskee puoleen, jos rakenteen vaimennussuhde nelinkertaistetaan. Käytännössä vastaava vaimennussuhteen lisäystä on hankalaa toteuttaa pelkillä materiaalivalinnoilla, joten usein vaihtoehdoksi jää lisävaimentimien käyttö.

3.4.1 Vaimennusjärjestelmät

Lisävaimennusta rakenteeseen tuovia järjestelmiä on useita erilaisia, mutta ne voidaan jakaa pääpiirteittäin aktiivisiin ja passiivisiin. Aktiiviset vaimentimet vaativat ulkoisen voimanlähteen toimiakseen. Passiiviset vaimentimet taas joko muuttavat rakenteen dynaamisia ominaisuuksia tai lisäävät sen energiaa sitovia ominaisuuksia.

Rakenteen dynaamisia ominaisuuksia muokkaava järjestelmä on esimerkiksi rakennuksen yläosiin sijoitettava massavaimennin, joka muuttaa rakenteen värähtelyominaisuuksia niin, että ongelmalliset värähtelyt ominaistaajuuksilla pienenevät. Joissakin kohteissa on käytetty myös loiskevesivaimentimia, joissa lisämassa koostuu altaassa olevasta suuresta nestemäärästä. Järjestelmässä rakennuksen liike-energiaa sitoutuu veden liikkeeseen sen viskositeetin vuoksi.



Kuva 3.29 Rungon kehissä on käytetty nestevaimentimia sitomaan liike-energiaa. [30, s.865]

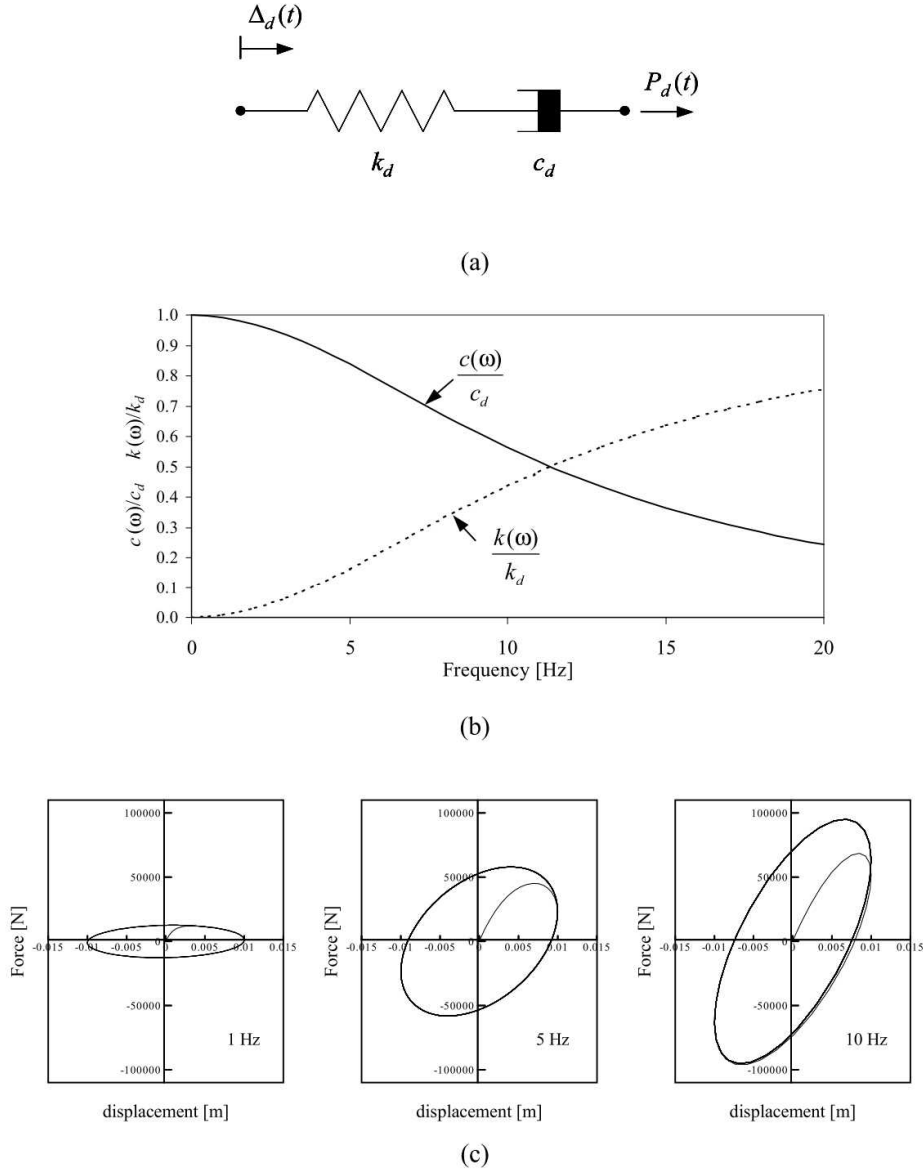
Suoraan energiaa sitovia passiivia järjestelmiä ovat esimerkiksi ne, joissa suoraan rakennuksen rungon vinojäykisteisiin on lisätty suoraan tai välillisesti mekanismin kautta vaimentimia lisäämään runkoon häviävää energiaa. Käytännössä lisävaimentimien käyttö tarkoittaa joitakin lisäyksiä perinteiseen rakennejärjestelmään, kuten kuvasta (Kuva 3.29) voidaan esimerkiksi nähdä.

3.4.2 Viskoosinen ja viskoelastinen lisävaimennus

Kuten todettiin jo aikaisemmin kohdassa 3.1.2, on rakenteen vaimennussuhteella huomattava merkitys vasteeseen systeemin ominaistajuuden alueella (Kuva 3.6). Rakenteellista vaimennusta onkin joissain tapauksissa lisätä maksimivasteiden rajoittamiseksi. Koska itse kantavien ja jäykistävien rakenteiden vaimennusominaisuuksiin on yleensä vaikeata vaikuttaa muuten kuin materiaalivalinnoilla, voidaan rakenteellista vaimennusta lisätä esimerkiksi liittämällä runkoon lisävaimentimia. Rakenteellisten lisävaimentimien tehtävänä on muuttaa rakennuksen liike-energiaa lämmöksi. Kyseiset vaimentimet toimivat siis passiivisesti vaimentaen rakenteen sivuttaista liikettä. Esimerkkejä vastavista lisävaimentimista on annettu kuvissa (Kuva 3.29) ja (Kuva 3.43).

Toisin kuin maanjäristysmitoituksessa, keskitytään tuulimitoituksessa rajoittamaan vain pieniä siirtymiä ja näin ollen pysyviä plastisia muodonmuutoksia ei käyttörajatilassa sallita. Maanjäristystilannetta ajatellessa voidaan rakenteeseen lisätä esimerkiksi epäelastisesti myötääviä jäykistysosia jotka tehokkaasti sitovat energiaa, mutta ovat luonnollisesti suunniteltu vain onnettomuustilanteisiin. Käyttörajatilan värähtelyyn, kuten tuulen aiheuttamaan värähtelyyn, tarkoitetun vaimennusjärjestelmän tulisi käyttäytyä lineaarisesti ja elastisesti, sekä toimia suunnitellusti koko rakennuksen elinkaaren ajan.

Kuvassa (Kuva 3.29) esitetty nestevaimennin toimii rakennuksessa, kuten muissakin käyttökohteissa, muuntamalla siihen kohdistetun ulkoisen voiman lämmöksi viskoosisen lämpenemisen kautta. Kuvassa (Kuva 3.30c) on esitetty voima-siirtymä – kuvaajat tyypilliselle nestevaimentimelle. Kyseistä kuvaajaa kutsutaan myös hystereesisilmukaksi ja sen sisään jäänyt pinta-ala vastaa vaimennukseen yhden jakson aikana kulunutta energiaa. Matalilla taajuuksilla nähdään vaimentimen toimivan täysin viskoosisesti, kun taas korkeammilla taajuuksilla se jäykistyy ja saa elastisia piirteitä. Mitoituksessa voidaan kuitenkin olettaa, etteivät nestevaimentimet lisää rakennuksen kokonaisjäykkyyttä. Lisäksi nestevaimentimien ominaisuuksia voidaan muokata niin, että ne ovat miltei riippumattomia lämpötilavaihteluista sekä kuormituksen taajuudesta. [31, s.57]



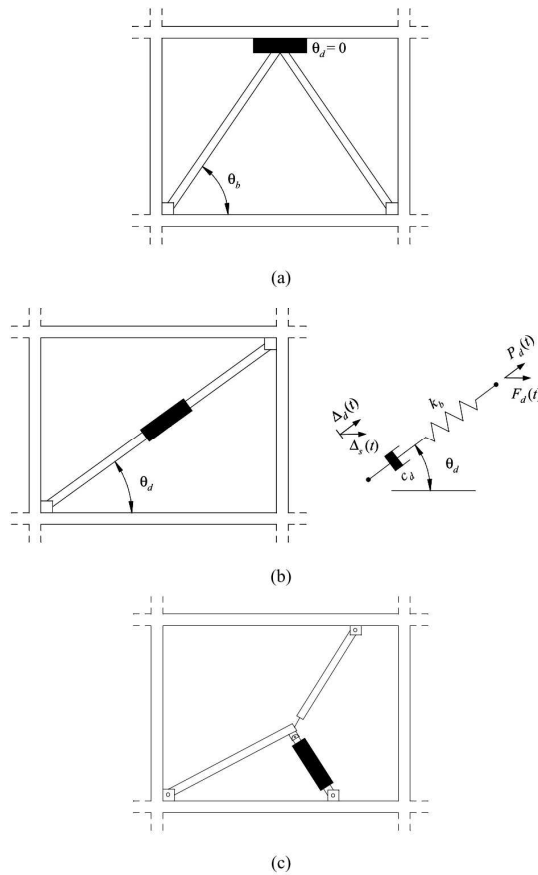
Kuva 3.30 Nestevaimentimen lineaarimalli: (a) analyttinen Maxwell-malli (sarjaan kytketty jousi-vaimennin), (b) jäykkyyden ja vaimennusluvun riippuvuus taajuudesta ja (c) tyypilliset voima-siirtymäkuvaajat eri taajuuksille. [31, s.80]

Analyttisesti nestevaimentimia voidaan käsitellä esimerkiksi klassisen Maxwell-mallin mukaisesti, jossa jousi ja vaimennin ovat sarjaan kytkettynä, kuten kuvassa (Kuva 3.30a). Lisättyjä vaimentimia käsitellään muodostettavassa analyysimallin liikeyhtälössä (3.38) omana osanaan, joka tuottaa rakenteeseen siirtymän nopeudesta riippuvan ulkoisen kuorman. [31, s.15] Vaimentimen aiheuttama paikallinen lisäkuormitus tulee luonnollisesti huomioida rakenteen suunnittelussa.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} + \sum_{d=1}^n \mathbf{r}_d n_d P_d(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.38)$$

- jossa \mathbf{r}_d on vaimentimien vaikutusvektori
(ulkoisen kuorman aiheuttama siirtymä ko. vaimentimen
tai vaimenninsarjan kohdalle)
- n_d on kohdassa vaikuttavien vaimentimien lukumäärä
(yksi tai useampi)
- $P_d(t) = c_d \dot{\Delta}_d(t)$
on vaimentimen aiheuttama paikallinen voima, joka
riippuu vaimentimen vaimennusluvusta c_d , siihen liitty-
västä mekanismista ja pituuden muutosnopeudesta
 $\dot{\Delta}_d(t) = \mathbf{r}_d^T \dot{\mathbf{u}}(t)$.

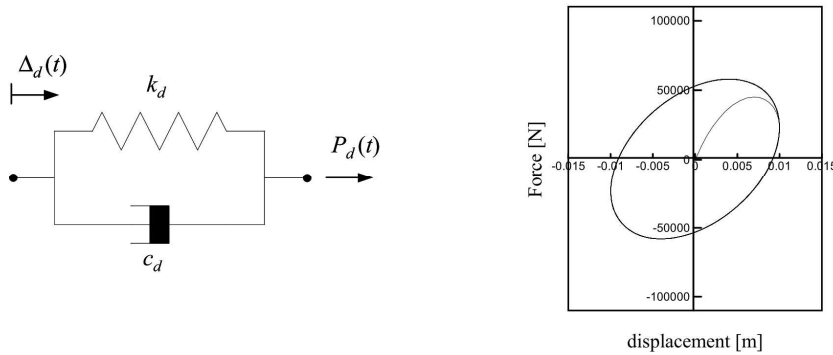
Kuten muissakin vaimennusjärjestelmissä, on rakenteellisen lisävaimennuksen suunnittelussa kyse optimointiongelmasta, jossa pyritään etsimään runkoon vaimentimille optimaalinen sijainti, ominaisuudet ja lukumäärä annettujen vasterajojen saavuttamiseksi. Käytännössä tämä tarkoittaa usein erilaisten vaihtoehtojen kokeilemistä ja parhaan yhdistelmän etsimistä. Ongelmaa voidaan kuitenkin lähestyä myös tarkemmin matemaattisen optimoinnin avulla. Yksi menetelmä rakenteellisten vaimentimien sijoituksen ja ominaisuuksien optimoinnista maanjäristysmitoitukselle on esitetty lähteessä [31].



Kuva 3.31 Tyypillisiä vaimennusjärjestelmien asennustapoja, (a) k -jäykistys, (b) vinojäykistys ja (c) jäykiste-vaimennin – vipusysteemi. [31, s.82]

Lineaarisuuden vuoksi vaimentimia päädytään yleensä käyttämään jokaisessa rungon kerroksessa, mutta niiden optimaaliset ominaisuudet ja suhteellinen sijainti riippuvat taas rungon tyypistä ja ominaisuuksista. On kuitenkin todettu, että pääsääntöisesti tehokkain sijoituspaikka viskoelastiselle vaimentimelle on suurimman kerroksittaisen siirtymän alueella. [32, s.831] On siis syytä olettaa, että suurimman energiansitomiskapasiteetin omaavat vaimentimet on yleensä hyödyllisintä sijoittaa rakennuksen alakerrokseen, jossa leikkausvoima on yleensä suurin. Vaimentimien mahdollisia kerroksittaisia sijoitustapoja on esitetty kuvassa (Kuva 3.31).

Kiinteät viskoelastiset vaimentimet, kuten kuvassa (Kuva 3.43), perustuvat niiden sisältämän polymeerin leikkausvastukseen ja viskositeettiin. Vaimentimen ominaisuudet riippuvat siis käytettävän materiaalin ominaisuuksista. Useissa tapauksissa käytettyjen viskoelastisten materiaalien ongelmana on niiden ominaisuuksien muuttuminen lämpötilan, alkuvenymän ja kuormitustaajuuden suhteen. [32, s.705] Analyytisesti kyseinen vaimennin voidaan mallintaa Kelvin-mallin mukaisesti, jossa jousi ja vaimennin ovat rinnan kytkettyjä. [31, s.90]



Kuva 3.32 Kiinteän viskoelastisen vaimentimen lineaarimalli: analyttinen malli (Kelvin-malli), jossa jousi ja vaimennin ovat rinnan kytkettyjä sekä vastaava voima-siirtymä – kuvaaja. [31, s.105]

Nämä viskoelastiset vaimentimet lisäävät rakenteeseen sekä vaimennusta että jäykkyyttä. [31 s.89] Näin ollen myös systeemin liikeyhtälö on taas muutettava aikaisemmasta (3.38) huomioimaan myös lisätty jäykkyys. Liikeyhtälön vaimentimen osa muuttuu näin ollen muotoon [31, s.90]:

$$P_d(t) = k_d(\omega)\Delta_d(t) + c_d(\omega)\dot{\Delta}_d(t) \quad (3.39)$$

jossa $k_d(\omega)$ on taajuudesta riippuva jäykkyys
 $c_d(\omega)$ on taajuudesta riippuva vaimennusluku

Kiinteälle viskoelastiselle vaimentimelle, jonka pinta ala on A ja paksuus h , saadaan vastaavat ominaisuudet kullekin taajuudelle ω kaavoilla [31, s.90]:

$$k_d(\omega) = \frac{AG'(\omega)}{h} \quad (3.40)$$

$$c_d(\omega) = \frac{AG''(\omega)}{\omega h} \quad (3.41)$$

$$\eta(\omega) = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \quad (3.42)$$

joissa $G'(\omega)$ on materiaalin leikkausjännityksen varastoitumismoduuli
 $G''(\omega)$ on materiaalin leikkausjännityksen poistumismoduuli
 $\eta(\omega)$ on häviökerroin, joka ilmoittaa materiaalin energiansitomiskyvyn kullakin taajuudella

Häviökerroin on vaimentimen ominaisuuksia kuvattaessa käytetty tunnusluku. Kerroin on riippuvainen materiaalin lämpötilasta, alkuvenymästä ja kuormitustaajuudesta. Materiaalin ominaisuudet ovat siis testattava tai tarkasti tiedettävä, että systeemin käyttäytyminen eri olosuhteissa on arvioitavissa. [33, s. 832]

Rakenteellisen lisävaimennuksen suunnittelu perustuu halutun vastetason määrittämiseen. Käytännössä tällä tarkoitetaan siis suurimpien sallittujen siirtymien tai kiihtyvyyssarvojen esiintymistä tietyllä todennäköisyydellä. Kun tiedetään haluttu rajavaste, voidaan määrittää myös tarvittava vaimennussuhde, jolla kyseiset vaatimukset saavutetaan. Tarvittavasta vaimennussuhteesta vähennetään rakenteen ominainen vaimennussuhde, jolloin saadaan selville tarvittava lisävaimennus. Tästä taas seuraa aikaisemmin mainittu optimointiongelma, jossa pyritään tehokkaasti ja taloudellisesti lisäämään rakenteellista vaimennusta annetuissa rajoissa.

3.4.3 Massavaimennin

Massavaimennin voi olla tehokas keino rakenteen ominaistaajuudella esiintyvän dynaamisen kuormituksen vasteen pienentämiseen. Esimerkiksi joillakin rakenteilla esiintyvän pyörrerataherätteen aiheuttama tuulen suuntaan nähden poikittainen vaihteleva kuormitus tai turbulenssin aiheuttama vaihteleva kuormitus voi aiheuttaa rakenteessa huomattavia värähtelyjä, joita on syytä rajoittaa. Koska tuuli aiheuttaa rakennukselle epäsymmetristä kuormitusta, täytyy massavaimentimien toimia molempiin suuntiin sekä kontrolloida myös rakennuksen kiertymää. Kiertymän hallinnassa täytyy rakennuksessa olla vähintään kaksi massavaimenninta riittävällä etäisyydellä kiertymäkeskiöstä. [14, s.356] Tässä kappaleessa esitellään massavaimentimen periaatteita yhden suunnan suhteen.

Massavaimentimen toimintaa tarkasteltaessa on syytä ensin selvittää sen matemaattinen toimintamalli. Teoreettisessa tilanteessa, jossa kuvan (Kuva 3.33) systeemissä oletetaan molempien vaimennusten olevan nolla, eli $c = c_d = 0$, ja lisätään massa m vaikuttamaan ulkoinen harmoninen kuormitus $F_0(t) = F_0 \sin \omega t$, voidaan systeemin tasapainoyhtälö kirjoittaa muotoon:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k \\ -k & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_0 \sin \omega t \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

Vasteiden voidaan olettaa olevan myös harmonista muotoa $\sin \omega t$, joten kaava (3.43) muuttuu muotoon:

$$-\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_d \end{Bmatrix} \omega^2 \sin \omega t + \begin{bmatrix} k + k_d & -k \\ -k & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_d \end{Bmatrix} \sin \omega t = \begin{bmatrix} F_0 \\ 0 \end{bmatrix} \sin \omega t \quad (3.44)$$

Yhtälöstä voidaan ratkaista osien liikeyhtälöt:

$$x = \frac{(k_d - m_d \omega^2) F_0}{(k + k_d - m \omega^2)(k_d - m_d \omega^2) - k_d^2} \quad (3.45)$$

$$x_d = \frac{k_d F_0}{(k + k_d - m \omega^2)(k_d - m_d \omega^2) - k_d^2} \quad (3.46)$$

Muuttujien k_d ja m_d ollessa suunnitteluparametreja ja vapaasti määriteltäessä, voidaan niille antaa esimerkiksi arvo $\frac{k_d}{m_d} = \omega^2$, jolloin yhtälöstä (3.45) saadaan $x = 0$. Tämä tarkoittaa, että itse rakenteen, eli massan m , liike on täysin vaimennettu. Tämä tilanne kuitenkin tarkoittaa myös, että yhtälöstä (3.46) saadaan:

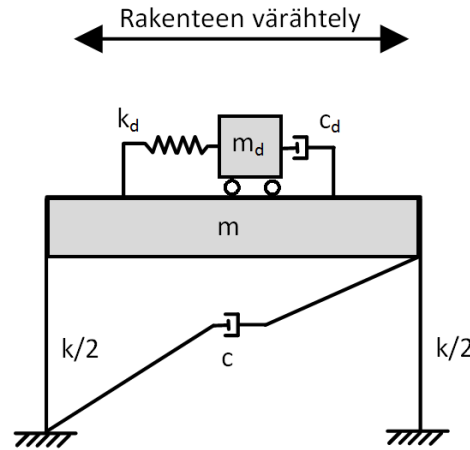
$$x_d = -\frac{F_0}{k_d} \quad (3.47)$$

josta saadaan vaimentimen liikeyhtälö (3.48) ja vaimentimeen vaikuttava voima (3.49):

$$x_d(t) = -\frac{F_0}{k_d} \sin \omega t \quad (3.48)$$

$$F_d(t) = -F_0 \sin \omega t \quad (3.49)$$

Tässä teoreettisessa tilanteessa, jossa rakenteen liike on vaimennettu täysin, on siis vaimentimeen vaikuttava voima aina yhtä suuri kuin ulkoinen voima. Käytännössä vaimentimeen vaikuttavaa voimaa ei kuitenkaan voida kasvattaa rajattomasti, vaan se on rajoitettava rakenteiden kapasiteetin mukaisesti. Lisäksi molemmissa järjestelmissä on olemassa vaimennusta, eli $c \neq 0$ ja $c_d \neq 0$. Myöskään rakenteen tuulikuormitus ei ole todellisuudessa tunnettu, joten massavaimentimen suunnittelu ja optimointi eivät ole siis täysin yksinkertaisia prosesseja vaan niissä vaaditaan monia erilaisia tarkasteluja.



Kuva 3.33 Kuvassa on yhden vapausasteen värähtelijän dynaaminen malli, johon on liitetty passiivinen massavaimennin.

Kun massavaimentimen dynaamisessa mallissa huomioidaan myös vaimennus sekä rakennuksessa että vaimentimessa, muuttuu kuvan (Kuva 3.33) systeemin tasapainoyhtälö muotoon:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k \\ -k & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_0 \sin \omega t \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

Kun tästä kaavasta (3.50) ratkaistaan liikeyhtälöt, ja jaetaan yhtälö vastaavan staattisen kuorman aiheuttamalla siirtymällä, saadaan päämassan amplitudin suhde staattisen tilan siirtymään (3.51) eli niin sanottu staattisen kuorman vahvistuskerroin. Vaimennetun pääjärjestelmän ja massavaimentimen liikeyhtälön johtaminen on esitetty esimerkiksi lähteessä [34], jonka mukaan ratkaisu on muotoa:

$$G = \left| \frac{Xk}{F_0} \right| = \sqrt{\frac{\left(1 - \frac{r^2}{\beta^2}\right)^2 + 4\left(\zeta_d \frac{r}{\beta}\right)^2}{\left[\frac{r^4}{\beta^2} - \left[\frac{2\zeta_d \zeta_p}{\beta} + \frac{1}{\beta^2} + (\mu + 1)\right]r^2 + 1\right]^2 + 4\left[r\left(\zeta_p + \frac{\zeta_d}{\beta}\right) - \frac{r^3}{\beta}\left(\zeta_d + \frac{\zeta_p}{\beta}\right) - \frac{r^3}{\beta}\zeta_d \mu\right]^2}}$$

(3.51)

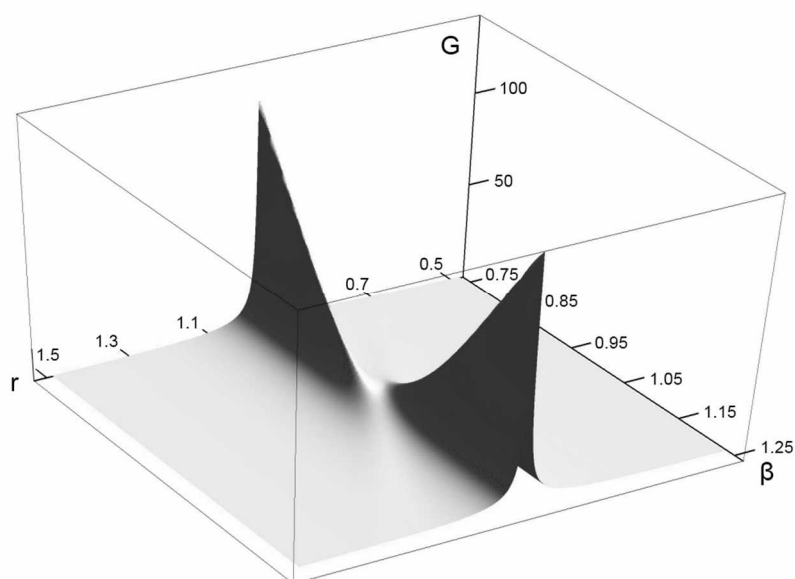
jossa	G	on staattisen kuorman vahvistuskerroin
	$r = \frac{\omega}{\omega_p}$	on kuormituksen taajuussuhde
	$\beta = \frac{\omega_d}{\omega_p}$	on vaimentimen ja pääjärjestelmän taajuussuhde
	$\omega_p = \sqrt{\frac{k}{m}}$	on pääjärjestelmän ominaistajuus
	$\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}}$	on massavaimentimen ominaistajuus
	$\zeta_p = \frac{c}{2m\omega_p}$	on pääjärjestelmän vaimennussuhde
	$\zeta_d = \frac{c_d}{2m_d\omega_d}$	on massavaimentimen vaimennussuhde
	$\mu = \frac{m_d}{m}$	on vaimentimen ja pääjärjestelmän massasuhde

Kaavasta (3.51) voidaan huomata sen sisältävän monia muuttujia. Muuttujista pääjärjestelmän ominaisuuksiin sekä ulkoiseen kuormaan voidaan harvoin vaikuttaa, joten jäljelle jää massavaimentimeen liittyvät muuttujat. Yhtälöstä saadaan massavaimentimen ominaisuuksia varioimalla kolme muuttujaa: vaimentimen ja pääjärjestelmän taajuussuhde β , vaimennusjärjestelmän kriittinen vaimennussuhde ζ_d sekä vaimentimen ja pääjärjestelmän massasuhde μ . Lisäksi kun huomioidaan neljäs muuttuja eli ulkoisen kuormituksen taajuus ω , saadaan yhtälöstä neljän muuttujan optimointiongelma, jossa minimoidaan suurimman vahvistuskertoimen G arvoa realististen raja-arvojen puitteissa. Lähteessä [34] on annettu myös optimaaliset analyyttiset ratkaisut kaavoilla:

$$\beta^* = \sqrt{\frac{1-4\zeta_p^2}{1-\mu}} \quad (3.52)$$

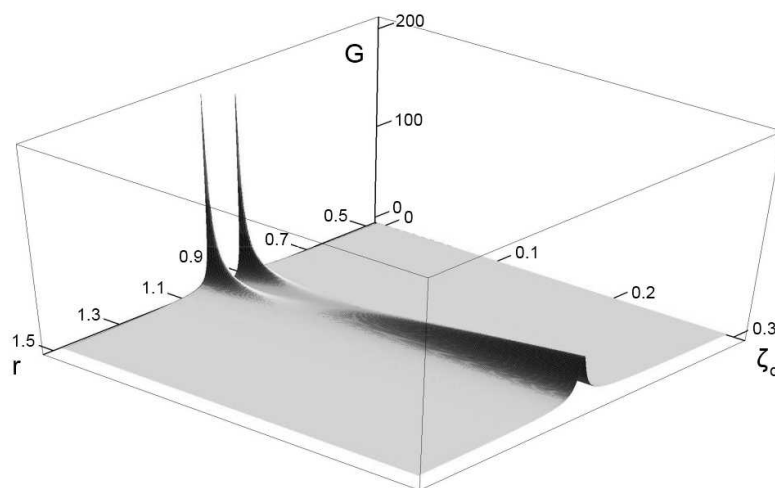
$$\zeta_d^* = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (3.53)$$

Muuttujien keskinäistä vaikutusta rakenteen vasteeseen on havainnollistettu seuraavissa kuvissa. Kuvissa on havainnollistettu kuvaajilla kuvan (Kuva 3.33) tapauksen esimerkiksi kilaskentaa, jossa satunnaisilla systeemin lähtöarvoilla on varioitu massavaimentimen muuttujia. Kuvassa (Kuva 3.34) voidaan nähdä systeemin resonanssi akselilla r arvon 1,0 alueella sekä vaimentimen ja pääjärjestelmän taajuussuhteen β vaimentava vaikutus arvon 1,0 alueella. Pienen vasteen alueella massavaimentimen vaihe-ero pääjärjestelmän kanssa lähenee 0° , eli osien liike on miltei täysin päinvastainen. Kyseisten arvojen suhteen optimialue on siis kuvassa selvästi havaittavissa. Kuvasta voidaan myös huomata resonanssiipiikkien limittyminen, eli systeemillä on luonnollisesti kaksi ominaistajuutta sen ollessa kahden vapausasteen systeemi.



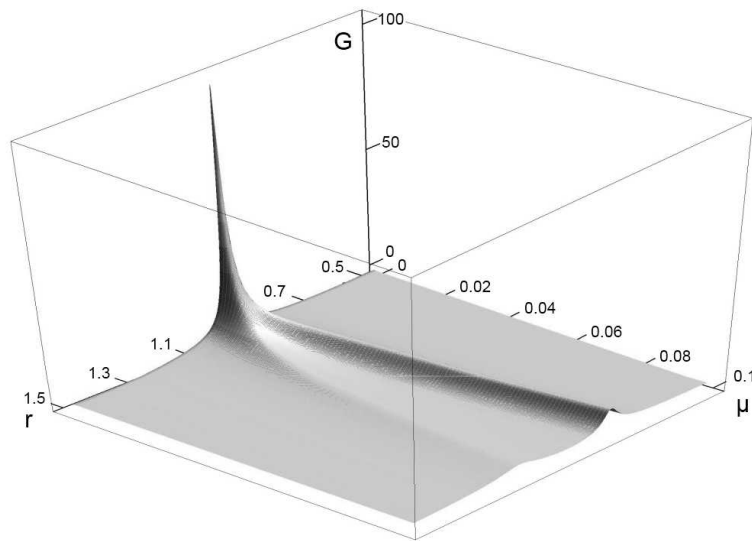
Kuva 3.34 Kuorman vahvistuserroin G suhteessa kuormituksen taajuussuhteeseen r ja vaimentimen taajuussuhteeseen β . Laskennassa massasuhde μ ja vaimentimen vaimennussuhde ζ_d ovat vakioita.

Kuvan (Kuva 3.35) esityksestä voidaan huomata kaksi resonanssiipiikkiä systeemin ominaistaajuuksien alueilla, äärettömän pienellä massavaimentimen vaimennussuhteella. Samassa kuvassa voidaan huomata tämän kokoonpanon massavaimentimen vaimennussuhteen optimaalinen alue 0,05:n alueella ja vaikutuksen heikkeneminen sitä suuremmilla arvoilla.



Kuva 3.35 Kuorman vahvistuserroin G suhteessa taajuussuhteeseen r ja vaimentimen vaimennussuhteeseen ζ_d . Laskennassa massasuhde μ ja vaimentimen taajuussuhde β ovat vakioita.

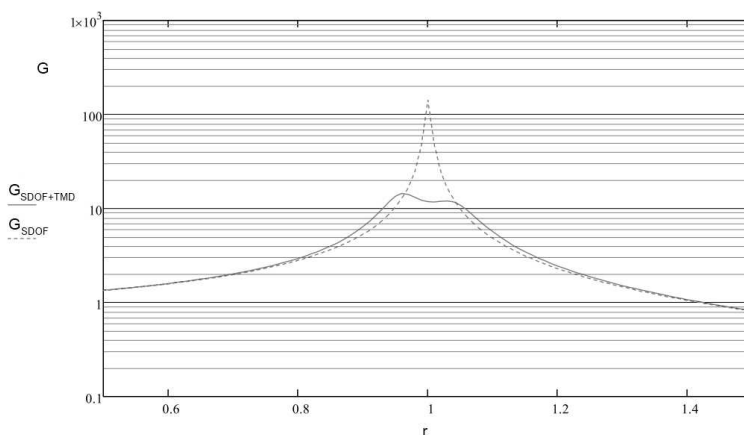
Kuvassa (Kuva 3.36) on esitetty massavaimentimen ja pääjärjestelmän massan suhteen μ vaikutusta rakenteen vasteeseen. Äärettömän pienellä massavaimentimen massalla vaste on luonnollisesti suurempi sekä systeemi on selvästi resonanssissa. Kuvasta voidaan myös nähdä tämän kokoonpanon vaimentimen massan lisäämisen lievä negatiivinen vaikutus sen optimaaliseen, noin 3 %, jälkeen.



Kuva 3.36 Kuorman vahvistuserroin G suhteessa taajuussuhteeseen r ja massasuhteeseen μ . Laskennassa vaimentimen vaimennussuhde ζ_d ja vaimentimen taajuussuhde β ovat vakioita.

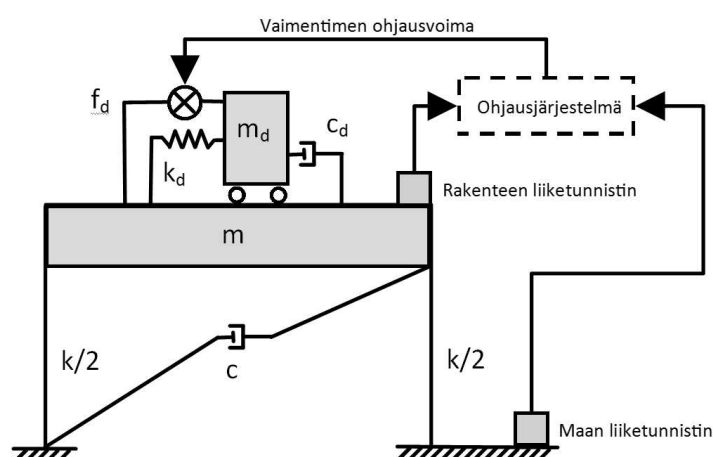
Optimaalisen ratkaisua voidaan etsiä myös esimerkiksi laskentaohjelmistojen algoritmeilla. Lopullisessa optimointitehtävässä etsitään numeerista ratkaisua esimerkiksi muodostamalla maksimiarvoja ja keskihajontoja etsiviä funktioita sekä minimoimalla näiden tuloksia samalla kun raja-arvot on määritelty kokoonpanoon sopiviksi. Näin on tehty esimerkiksi lähteen [34] laskelmissa. Lähteessä [35] on taas esitetty esimerkki optimoinnista huippuarvon minimoinnilla Matlab-koodin muodossa sivulla 104.

Optimoinnin tuloksena saadaan arvot, joille massavaimennin tulisi säätää sen hyödyn maksimoimiseksi. Tästä tulee myös sille sen usein käytetty nimi, säädetty massa-vaimennin (*eng. tuned mass damper, TMD*). Tämä on yksinkertaisin rakennuksissa käytettyjen massavaimentimien tyyppi. Kuvassa (Kuva 3.37) on havainnollistettu massa-vaimentimen vaikutusta yhden vapausasteen systeemin vasteeseen optimitilanteessa.



Kuva 3.37 Yhden vapausasteen systeemin vaste harmonisessa kuormituksessa ilman massavaimenninta (G_{SDOF}) ja säädetyn massavaimentimen kanssa ($G_{SDOF+TMD}$).

Massavaimentimen tehokkuutta erilaisissa kuormitustilanteissa voidaan parantaa erilaisilla lisäjärjestelmillä, kuten aktiivisella ohjausjärjestelmällä (Kuva 3.38) tai muuntuvala taajuudensäätöjärjestelmällä. [35] Aktiivisen ohjausjärjestelmän suunnittelu, valmistaminen ja käyttö aiheuttavat enemmän kuluja passiiviseen vaimentimeen verrattuna, mutta sen avulla voidaan parhaimmillaan saavuttaa huomattavaakin parannusta rakennuksen vaimennukseen. [35, s.24]. Lisäksi aktiivisia massavaimentimia voidaan käyttää yhdessä passiivisen massavaimentimen kanssa. Kyseinen hybridijärjestelmä yhdistää molempien osien hyvät ominaisuudet, eli passiivisen massavaimentimen edullisuuden ja aktiivisen massavaimentimen tehokkuuden ja muuntautuvuuden.



Kuva 3.38 Massavaimentimeen on lisätty aktiivinen ohjausjärjestelmä, joka syöttää vaimentimeen ulkoista voimaa liikkeentunnistuksesta saadun tiedon mukaisesti.

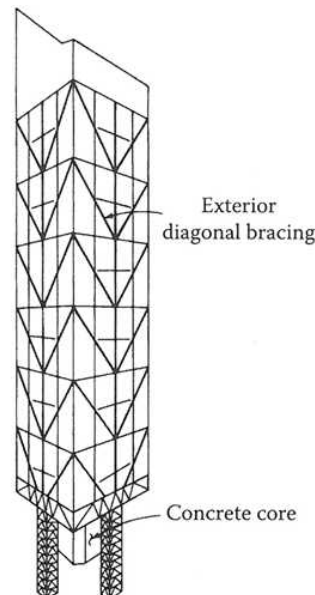
Rakennusten ollessa monivapausasteisia systeemejä, eivät edellä esitetyt esimerkit yhden vapausasteen systeemeistä ole tarkkoja kuvauksia todellisesta tilanteesta. Todellisessa massavaimentimen suunnittelussa tulisi rakennus mallintaa tarkemmin ja huomioida myös muut kuin ensimmäinen ominaisuusmuoto. On esitetty [14, s.362], että eräässä tapauksessa analyysimallin yksinkertaistus on johtanut saadun lisävaimennussuhteen yliarviointiin noin 1,2-kertaisesti verrattuna todelliseen tilanteeseen.

3.4.4 Käytännön sovellutuksia

Yksi tunnetuimmista rakennuksissa käytetyistä massavaimentimista on Taiwanin Taipei 101 – rakennuksessa oleva heilurimassavaimennin (Kuva 3.39). Tämä 509 metriä korkea rakennus sijaitsee alueella, jossa tuulen nopeudet ja maanjäristykset aiheuttavat korkeille rakennuksille huomattavia rasituksia. Heilurimassavaimentimen tarkoitus on vähentää rakennuksen tuulivastetta myrskyjen aikana. Kaapeleiden varassa roikkuva massa on tuettu nestevaimentimilla, jotka sitovat sen liike-energiaa samalla kun massan liike vähentää rakenteen huojuntaa. Heilurin ominaistaajuutta voidaan säätää toiminnan optimoimiseksi siirtämällä vaijereiden vapaata pituutta rajoittavaa kehikkoa. [8, s.802]

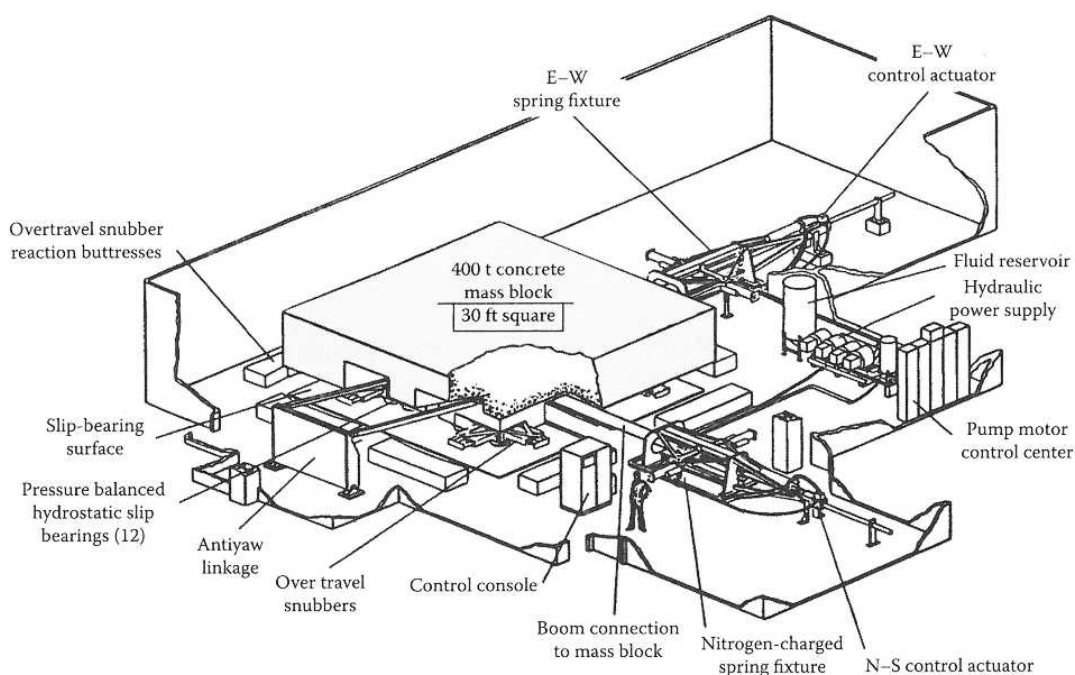


Kuva 3.39 Taipei 101 – rakennuksen 660 tonnia painava heilurimassavaimennin on jätetty yleisön nähtäville rakennuksen näköalakerrosten yhteyteen. [36]



Kuva 3.40 Citicorp-rakennus New Yorkissa. Rakennuksen yläkerroksissa on 362 tonnia painava massavaimennin (ks. Kuva 3.41). [8, s.703]

Hieman vanhempi esimerkki massavaimenninta käyttävästä rakennuksesta on New Yorkissa sijaitseva Citicorp Tower (Kuva 3.40). Vuonna 1977 valmistunut 279 metriä korkea rakennus on mielenkiintoinen esimerkki niin rakenteiden kuin sen suunnittelussa tapahtuneiden ongelmien vuoksi. [37] Kaavoituksellisten rajoitusten vuoksi rakennus on kannateltu sivujen keskelle sijoitettujen pilareiden päältä, joka tekee kantavasta rungosta varsin erikoisen. Lisäksi puutteellisen tuulikuormatarkastelun vuoksi kyseinen rakennus jouduttiin vahvistamaan heti sen valmistumisen jälkeen kun sen rakenteiden havaittiin olevan kapasiteetiltaan riittämättömiä vinon tuulikuormituksen tapauksessa. Monien vaiheiden jälkeen rakennus saatiin muutettua vastaamaan tarvittavaa varmuutta, mutta tämä erikoinen tapaus vakavasta suunnitteluvirheestä tuotiin julkisuuteen vasta vuosia myöhemmin. [38]



Kuva 3.41 Citicorp-rakennuksen massavaimennin on ohjattu kahdella paineilmajousella ja hydraulivaimentimella, jotka yhdessä muodostavat massa-jousi-vaimennin systeemin joka vaimentaa rakennuksen liikkeitä niiden ylittäessä säädetyn rajan. [8, s.797]

Citicorp Towerin massavaimennin toimii kahteen suuntaan pienentäen rakennuksen kiihtyvyyksiä myrskyjen ja kovien tuulien aikana. Massa on tuettu paineilmajousilla, jotka toimivat lineaarisesti ja joita voidaan tarvittaessa säätää vastaamaan optimaalista vaimennusta. Järjestelmä on normaalitilassa liikkumaton, mutta kiihtyvyyksien ylittäessä asetetut rajat, käynnistyy vaimennin automaattisesti ja jatkaa toimintaansa kunnes edellisestä siedettävästä maksimikiihtyvyyden arvosta on kulunut puoli tuntia. Massavaimennin lisää rakennuksen vastaavaa kriittistä vaimennussuhdetta noin neljään prosenttiin, normaalisti sen ollessa alle yhden. Näin ollen massavaimentimen voidaan olettaa vähentävän heilunnan amplitudeja noin 40 prosenttia. [8, s.797] Vaimentimen massan ollessa painoltaan noin 362 tonnia (SI), vastaa se 2 % rakennuksen ensimmäisen ominaismuodon modaali-massasta sekä 0,6-0,7 % kokonaismassasta.

Heilurimassavaimentimen, sekä vastaavasti muiden massavaimentimien, oikean säädön tärkeyttä vasteen amplitudin pienentämisessä on tutkittu esimerkiksi lähteessä [35]. Tutkimuksessa on valmistettu prototyyppilaitteisto itsenäisesti säätävästä heilurimassavaimentimesta. Rakennusten lisävaimentimien optimaaliset arvot muuttuvat ajan myötä rakenteellisten muutosten, muuttuvien kuormien ja materiaalien ominaisuuksien muuttumisen myötä. Tutkimuksessa todettiin 7,8 – 17,2 % pienennys koerakenteen kiihtyvyyksisarvoissa kun käytettiin optimoitua vaimentimen ja rakenteen ominaistajuussuhdetta β^* , verrattuna tilanteeseen, jossa käytettiin arvoa $\beta = 1$. [35]

Massavaimentimia yksinkertaisempia viskoelastisia vaimentimia käytetään korkeissa rakennuksissa kiihtyvyyssarvojen, eli asuinmukavuuden, parantamiseen. Niillä voidaan saavuttaa yli 4 prosenttiyksikön lisäys vaimennussuhteeseen samalla kun niiden kustannus on noin 0,5 % rakennuksen kokonaiskustannuksista. [14, s.352] Näitä passiivisia vaimentimia on käytetty esimerkiksi WTC-kaksoistornien (Kuva 3.42) kiihtyvyyssarvojen rajoittamiseen. Järjestelmä ei ole riippuvainen jatkuvasta huollosta eikä ulkoisesta voimanlähteestä. [8, s.793]

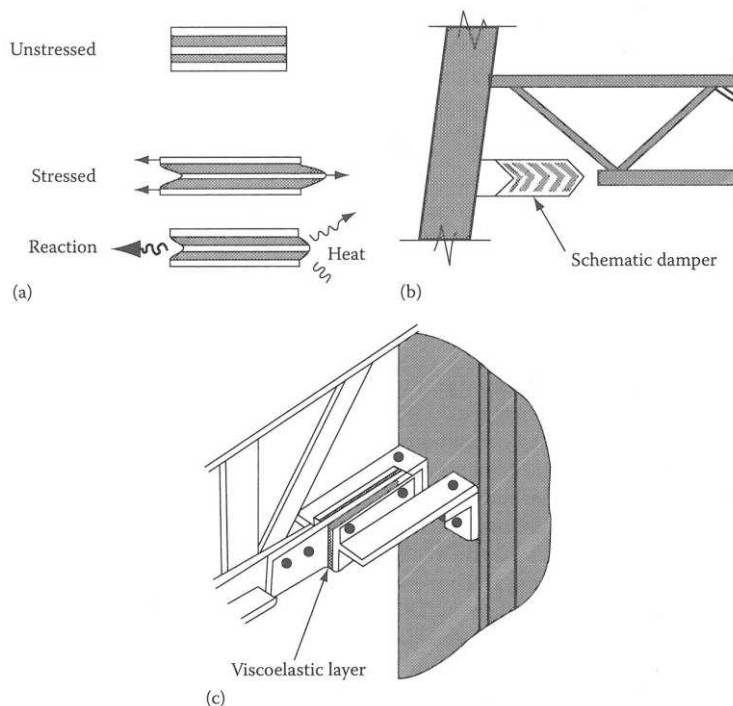


Kuva 3.42 WTC-kaksoistornit New Yorkissa olivat passiivisesti vaimennettuja. [8, s.686]

Kuvassa (Kuva 3.43 a-c) on esitetty WTC-kaksoistornien passiivinen vaimennin, jossa viskoelastinen polymeeri (a) muuttaa rakennuksen liikkeen lämpöenergiaksi. Rakennuksen vaakaliike välittyy vaimentimelle välipohjakannattimen alapaarten ja pilarin välisen etäisyysmuutoksen kautta (b). Alapaarre on tuettu pilariin kuvan (c) mukaisesti. [8, s.793] Lähteessä ei ole esitetty kyseisen järjestelmän vaimenninosaan kohdistuvaa suurinta muodonmuutosta, mutta sen suuruutta voidaan arvioida yksinkertaisella tarkastelulla. Jos oletetaan välipohjakannattimen olevan 200 mm korkea ja suurimman kerroksittaisen sivusiirtymän olevan $h/400$, voidaan suurimman muodonmuutoksen vaimenninosassa arvioida olevan luokkaa 0,5 mm.

Aiheesta on myös saatavilla muita tuoreempia käyttöesimerkkejä ja niihin liittyviä tutkimusraportteja. Esimerkiksi lähteen [39] tapauksessa viskoelastisia vaimentimia on käytetty noin 150 metriä korkean teräsbetonirakennuksen vaimennuksen lisäämiseen. Kohteessa vaimentimet on lisätty jäykistyskerrokseen ydinjäykisteen ja ulkoseinän pilarien välille. Kyseinen vaimenninratkaisu on suunniteltu vain pienehköön kiihtyvyyssar-

von rajoittamiseen ja vaadittu 12,3 % vähennys suurimpaan kiihtyvyyssarvoon saavutettiin lisäämällä vaimentimet vain yhteen jäykistekerrokseen. [39]

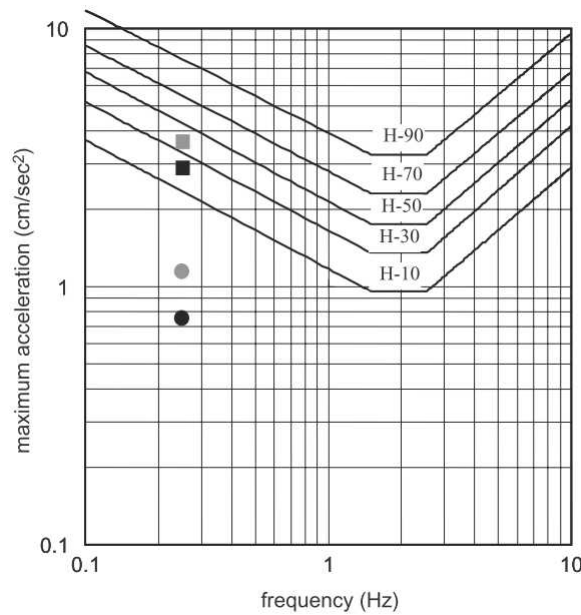


Kuva 3.43 WTC-kaksoistorneissa käytetty passiivinen viskoelastinen vaimennin, joita oli kummassakin rakennuksessa noin 10 000 kappaletta eri puolilla rakennusta. [8, s.794]

Viskoelastisten vaimentimien suunnittelu perustuu oikean materiaalin, vaimentimen sijainnin ja koon valintaan. Lopullinen sijoittelu ja ominaisuudet perustuvat samanlaiseen optimointiin kuin nestevaimentimien ja massavaimentimien tapauksessa. Valintaan vaikuttaa materiaalin vaimennusominaisuudet, riippuvuus lämpötilasta ja kuormitustaajuudesta sekä tilarajoitteet. Tärkeimpänä kriteerinä on luonnollisesti kuitenkin haluttu vaimennussuhteen lisäys. [14, s.363]

3.4.5 Hyödyt tuulikuormituksessa

Passiivisia viskoelastisia vaimentimia käytettäessä voidaan rakennuksen dynaamista vastetta rajoittaa hyvinkin tehokkaasti. Lisäksi käytettävää vaimennusmateriaalia kehittämällä voidaan systeemin tehokkuutta parantaa entisestään. Tutkimusraportin [32] mukaan käytettäessä viskoelastista kovakumiseosta voidaan vaimennusjärjestelmälle saavuttaa parempi riippumattomuus lämpötilasta ja kuormitustaajuudesta sekä korkeampi alkujäykkyys. [32, s.725] Tutkimuksessa tehdyssä vertailussa selvitettiin myös viskoelastisen vaimennuksen vaikutuksia rakenteen vasteeseen verrattuna lisävaimentamattomaan rakennukseen. Testissä rakennetta kuormitettiin laskennallisesti sekä harmonisella että satunnaisella kuormituksella. Vastetuloksia tuulitunnelista saadussa kuormitushistoriassa on havainnollistettu kiihtyvyyssarvokaavion muodossa kuvassa (Kuva 3.44).



Kuva 3.44 Kuvassa on esitetty tutkimuksen [32] tulokset viskoelastisen vaimennuksen lisäämisen vaikutuksista rakennuksen asuttavuuteen kiihtyvyyssarvoina ilmoitettuna (ks. kohta 2.2.2). Neliöllä merkityt arvot ovat rakenteen kiihtyvyyssarvoja tuulen suunnassa (harmaa) ja poikittaisessa suunnassa (musta) ilman lisävaimentimia ja ympyrät taas vastaavasti rakenteen kiihtyvyyssarvoja vaimentimien kanssa. [32, s.725]

Viskoelastisia vaimentimia on testattu myös täyden mittakaavan kokeissa esimerkiksi tutkimusraportin [33] mukaisesti. Tutkimuksessa testattiin viisikerroksisen koerungon värähtelyominaisuuksia vaimentimien kanssa ja ilman vaimentimia. Sen lisäksi, että viskoelastisten vaimentimien lisääminen vähentää huomattavasti rakenteen vastetta, tutkimuksessa huomattiin odotetusti kyseisen vaimennusmateriaalin tehokkuuden riippuvuus lämpötilasta. [33, s.838]

Kappaleen 3.4. aikaisempien kohtien perusteella on selvää, että vaimennusjärjestelmien käyttämisellä voidaan pienentää rakenteiden dynaamista vastetta huomattavasti. Kuten aikaisemmin tässä luvussa todettiin, on rakennuksen vaste kääntäen verrannollinen vaimennussuhteen neliöjuureen. Erilaisilla vaimennusjärjestelmillä voidaan lisätä rakennuksen kriittistä vaimennussuhdetta jopa moninkertaiseksi, joten sen voidaan useimmissa tapauksissa olettaa vähentävän rakenteen vasteita vähintään 30–40%. Arvioitavaksi jääkin se, missä tilanteissa rakenteen kiihtyvyyssarvot tietyllä toteutumisvälillä ylittävät asetetut rajat niin selvästi, että ylimääräisen vaimennuksen hyöty vastaa sen ylimääräistä hintaa. Koska varsinaisia rajoja kiihtyvyyssarvoille ei esimerkiksi Eurokoodissa anneta, jää lopullinen päätös tilaajalle rakennuksen käyttötarkoituksen perusteella.

4 VASTEEN MÄÄRITTÄMINEN

Työn luvussa kaksi määriteltiin tuulen ominaisuuksia ja tuulen vaikutuksia rakennuksiin. Luvussa kolme käsiteltiin rakenteen reagoitua, eli vastetta, tuulikuormitukseen sekä keinoja vasteen rajoittamiseen. Tässä luvussa keskitytään käytännön mitoituksen lähestymistapoihin, kuten tuulitunnelitestaukseen, laskennalliseen rakenneanalyyysiin sekä parametriseen mitoitukseen Eurokoodin osalta. Menetelmiä tarkastellaan rakennesuunnittelun kannalta, joten esimerkiksi tuulimittausten ja tuulitunnelitestauksen tarkan kuvaamisen sijaan työssä keskitytään tulosten tulkintaan ja soveltamiseen käytännön suunnitteluun.

1. Normimitoitus	2. Numeerinen mitoitus	3. Kokeellinen mitoitus	4. Virtausmallinnus
Ympäristön tuuliolosuhteet ja rakennuksen ominaisuudet määritetään parametrisesti. ks. kohta 4.4. ja liitteet 1 ja 4.	Tuuliolosuhteet määritetään mittamalla, muutetaan kuormitukseksi ja ratkaistaan rakenteen vasteet numeerisesti liikeyhtälöistä. Ks. Kohta 3.2	Tuuliolosuhteet määritetään mittamalla, skaalataan tuulitunnelitestaukseen ja mitataan mallista halutut tiedot, joko dynaaminen tai staattinen kuormitus sekä vasteet. Ks. Kohta 4.3	Ilman virtauksen vaikutukset paikallisiin paineisiin sekä kuormitukseen lasketaan CFD-ohjelmistolla. (computational fluid dynamics)
Tuloksena saadaan: <ul style="list-style-type: none"> Rakenteen kokonaiskuorma Paikalliset tuulenpainet Tuulensuuntainen värähtely* Poikkisuuntainen värähtely* 	Tuloksena saadaan: <ul style="list-style-type: none"> Rakenteen kokonaiskuorma Tuulensuuntainen värähtely* Poikkisuuntainen värähtely* 	Tuloksena saadaan: <ul style="list-style-type: none"> Rakenteen kokonaiskuorma (esim. HFBB ja HFPI) Paikalliset tuulenpainet (esim. painemalli ja HFPI) Tuulensuuntainen värähtely (numeerinen analyysi) Poikkisuuntainen värähtely (numeerinen analyysi) Aeroelastinen vaste 	Tuloksena saadaan: <ul style="list-style-type: none"> Rakenteen staattinen kokonaiskuorma Paikalliset tuulenpainet
Menetelmän soveltuvuus: <ul style="list-style-type: none"> Rakenteiden ominaisuudet ja muodot rajalliset, soveltuu vain yksinkertaisimmille tapauksille. Tulosten luotettavuus on kyseenalaista lukuisten yksinkertaistusten vuoksi. 	Menetelmän soveltuvuus: <ul style="list-style-type: none"> Menetelmä on varsin monimutkainen ja vaatii ymmärrystä sekä tuulikuormituksen muodostamisesta että rakenteen ominaisuuksien ja vasteen määrittämisestä. Tulokset ovat riippuvaisia lähtöarvojen tarkkuudesta, esimerkiksi kyseisen rakenteen aerodynaamisista ominaisuuksista. Käytännössä soveltuu vain yksinkertaisten tapauksien tarkkaan tulkintaan. 	Menetelmän soveltuvuus: <ul style="list-style-type: none"> Menetelmä on monipuolinen ja yleisesti käytetty. Tulosten luotettavuus riippuu paljon oikeiden lähtötietojen, testausmenetelmien ja analysointitapojen valinnasta sekä niiden oikeasta toteutuksesta. Vallitseva mitoitus tapa käytännön tuulimitoituksessa, mutta yleinen ohjeistus eri menetelmille puuttuu. Eri testausmenetelmiä: <ul style="list-style-type: none"> - Staattinen painemittaus - HFBB / HFFB - HFPI - Aeroelastinen malli 	Menetelmän soveltuvuus: <ul style="list-style-type: none"> Todellisen alkuturbulentsisuuden mallintaminen vaikeata Suurikokoisen ja paljon tarkasteluja sisältävän mallin laskenta voi olla hyvin hidasta Sopii hyvin laminaaristen virtauksien vaikutusten tutkimiseen

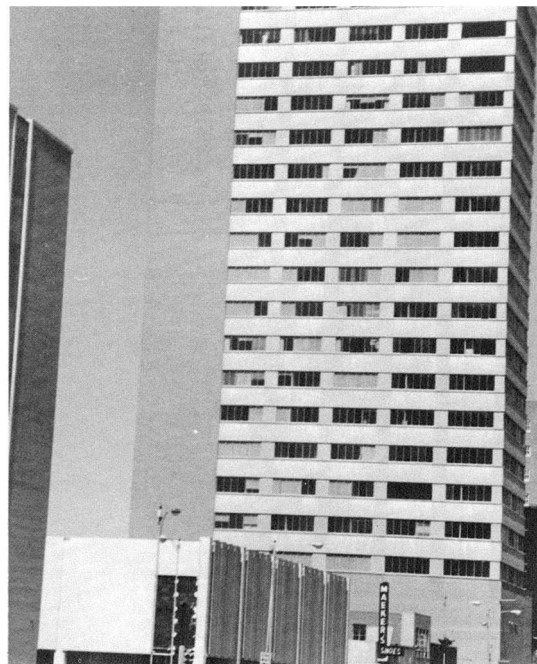
*) Poikkileikkausten aerodynaamiset tunnusluvut usein määritettävä kokeellisesti.

Taulukko 4.1 Vasteen arviointiin voidaan käyttää monia eri lähestymistapoja. Mitoituksessa voidaan käyttää myös monia eri menetelmiä rinnakkain tulosten oikeellisuuden varmistamiseksi.

Vasteen määrittämisen tavat voidaan pääpiirteittäin jakaa taulukon (Taulukko 4.1) mukaisesti. Numeerinen ja kokeellinen mitoitus sekä virtausmallinnus sisältävät lisäksi lukuisia erilaisia variaatioita ja yhdistelmiä. Lisäksi normimitoitukseen liittyy usein välttämättömänä lisänä poikkileikkausten aerodynaamisten tunnuslukujen kokeellinen määrittäminen. Soveltuvin lähestymistapa valitaan aina tapauskohtaisesti. Tässä työssä ei pyritä listaamaan kaikkia mahdollisia menetelmiä, tai selostamaan mitään menetelmää perinpohjaisesti, vaan esittelemään muutamia keinoja vasteen määrittämiseen.

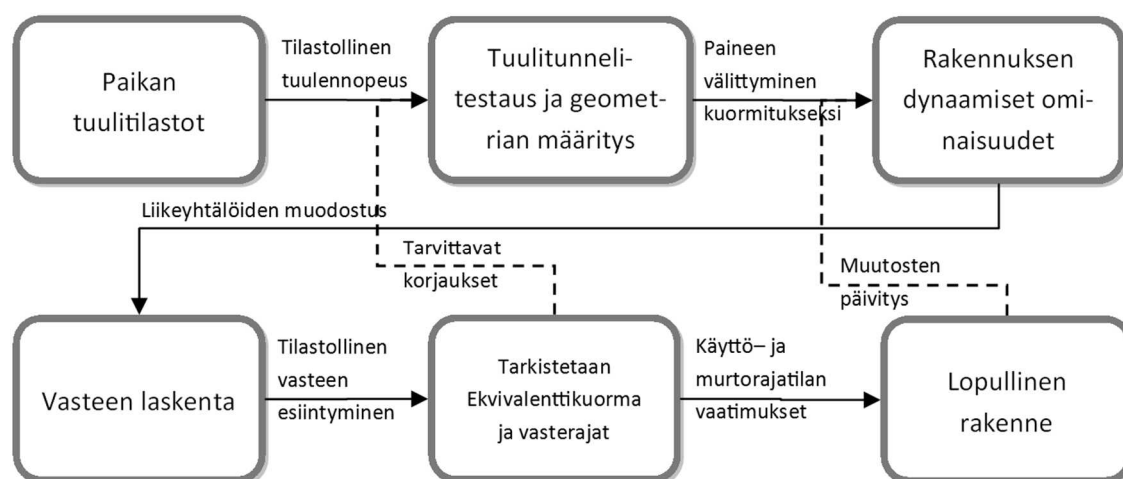
4.1 Mitoitusongelman määrittely

Tuulimitoituksessa mitoitusongelmaksi voidaan lukea monia osa-alueita. Murtorajatilassa tulee tarkastella paikallisten paineiden esiintymistä rakennuksen pinnoilla sekä niiden kokonaisvaikutusta rakennukselle. Korkeat paikalliset paineet voivat aiheuttaa julkisivurakenteiden vaurioita, eli pääasiassa ikkunoiden hajoamista. Tuulenpaineiden kokonaisvaikutus voi taas äärimmäisessä tilanteessa, joko staattisena tai dynaamisena kuormituksena, ylittää rakennuksen vakavuuden rajan ja aiheuttaa rakenteiden murtumista tai jopa rakennuksen kaatumisen. Vaikka rakennuksen vakavuuden raja ei välttämättä tule ylitetyksi äärimmäisissäkään tuulioloissa, ovat julkisivun vauriot yleinen ongelma (Kuva 4.1).



Kuva 4.1 *Texasin Lubbockissa vuonna 1970 tornado iski kaupungin keskustaan ja tämä 20-kerroksinen teräsrunkoinen rakennus kärsi julkisivuvaurioiden lisäksi pysyvän muodonmuutoksen, jonka vuoksi rakennus on korkeimmalta kohdaltaan noin 30 cm kallellaan. Kuva: Kishor Mehta [40]*

Käyttörajatilassa tutkittavia ongelmia ovat muun muassa rakennuksen vaakasuuntaiset kiihtyvyydet, suurimmat taipumat, nopeiden tuulten ohjautuminen jalankulkualueille sekä tuulen aiheuttamat äänet julkisivuilla. Onnettomuusmitoitustilanteena pidetään esimerkiksi tilannetta, jossa normaalisti umpinaiseksi rakenteeksi suunnitellun rakennuksen julkisivu vaurioituu ja rakennukseen kohdistuu silloin myös sisäpuoleista painetta. Näistä mitoituksellisista ongelmista tässä työssä keskitytään siis dynaamiseen kuormitukseen ja dynaamiseen vasteeseen. Käytännössä tämä tarkoittaa tuulen kuormituksen määrittystä ajan funktiona sekä rakennuksen vastetta tähän kuormitukseen. Mitoitustapauksista tämä kattaa murtorajatilan kokonaiskuormituksen sekä käyttörajatilan kiihtyvyyssarvot ja suurimmat taipumat. Kuvassa (Kuva 4.2) on havainnollistettu yhden esimerkitapauksen tuulimitoituksen vaiheita.



Kuva 4.2 Esimerkkikaavio kokeellisen tuulimitoituksen vaiheista.

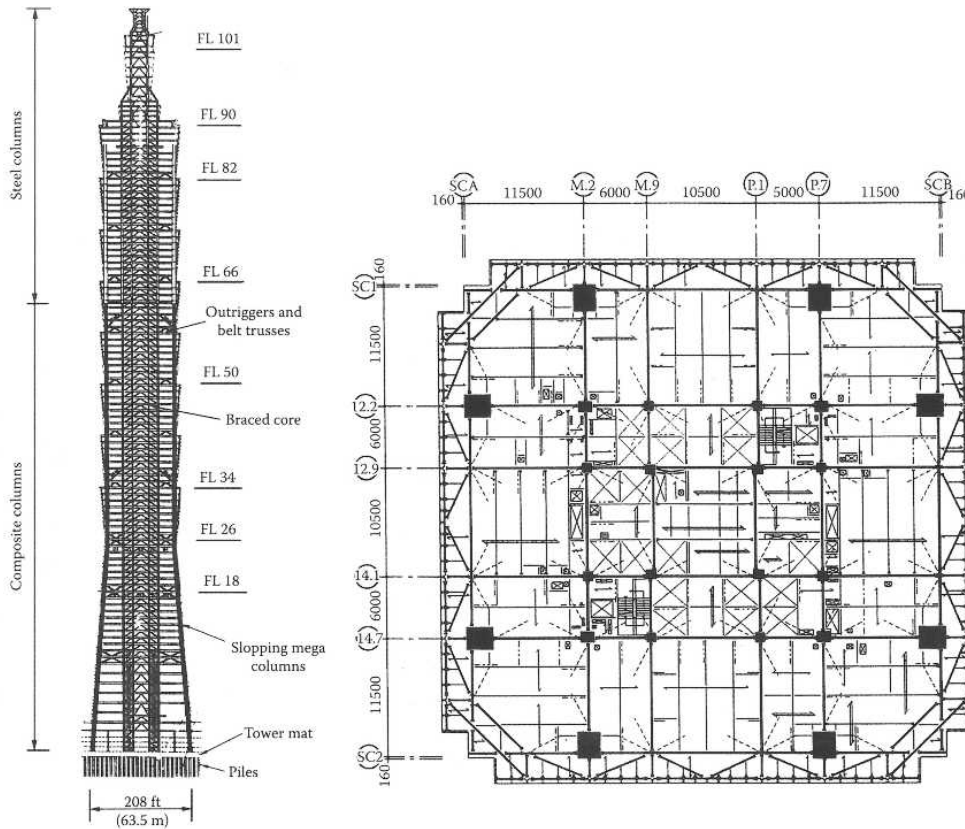
Lopullisen rakennuksen lisäksi tulee tarkasteluissa huomioida keskeneräisen rakennuksen eri vaiheet ja työnaikainen turvallisuus. Rakennuksen lujuuden tulisi vastata määritettyä mitoitusuulta rakentamisen ajan kaikissa vaiheissa. Tämä tarkoittaa myös rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien määrittämistä eri rakennusvaiheissa, mikäli värähtelyn tai kokonaiskuormituksen epäillään muodostuvan ongelmaksi tietyissä kriittisissä vaiheissa. Eurokoodin mukaan suositeltava tuulennopeuden perusarvo enintään kolmen kuukauden rakennusvaiheelle on 20 m/s ja sitä pidemmälle vaiheelle normaali 50 vuoden toistumisvälin perusarvo eli 21 m/s. [41, s.22]

4.1.1 Tuulivärähtelyn tarkastelun perusteet

Suomessa käytettyjen RIL-suunnitteluohjeiden [42] mukaan voidaan rakenteen tuulen-suuntaisen värähtelyn aiheuttama lisäkuormitus jättää huomiotta, mikäli rakenteen leveys suhteessa korkeuteen on yli $\frac{1}{4}$ ja rakenteen ensimmäinen ominaistajuuus on yli 3 Hz. Samoin tuulen suuntaan nähden poikittaisen värähtelyn tarkastelu voidaan ohittaa hoidossa rakenteissa, mikäli tuulen keskinopeus rakenteen huipulla on alle 0,85 kertaa kriittinen tuulennopeus. [42, s.51] Näin ollen korkeita rakennuksia suunniteltaessa on voitu värähtelytarkastelu sivuuttaa lisäämällä rakenteen jäykkyyttä, kunnes ominaistajuuus on yli annetun rajan. Kyseiset ohjeet ovat kuitenkin tarkoitettu käytettäväksi Suomen rakennusmääräyskokoelman mukaisessa mitoituksessa, eivätkä näin sovellu Eurokoodin kanssa käytettäväksi. [42, s.3] Kyseinen lähestymistapa värähtelymitoitukseen ei myöskään ole välttämättä taloudellisin keino ratkaista värähtelyongelmia korkeissa rakennuksissa.

Tarkkoja perusteita ongelman tarkemmalle tutkimiselle ei ole olemassa. Myöskään Eurokoodin ohjeissa ei ole annettu varsinaista ohjetta siitä, milloin rakenteen värähtely tulee ottaa huomioon. Turbulenttisen tuulen aiheuttaman dynaamisen kuormituksen osan sisältävälle rakennekertoimelle voidaan kuitenkin käyttää suoraan arvoa 1 silloin, kun rakenteessa on kantavat seinät, se on alle 100 metriä korkea ja sen tuulensuuntainen

leveys on yli $\frac{1}{4}$ sen korkeudesta. [1, s.48] Näitä voidaan siis pitää Eurokoodin epävirallisina kriteereinä värähtelyn tarkistamiselle korkeiden rakennusten osalta. Lisäksi Eurokoodissa vaaditaan myös muita tarkistuksia kuten pyörrerataheräte sekä ympäristön rakennusten aiheuttamien jaksollisten pyörteiden kuormitus.



Kuva 4.3 Taipei 101 – rakennuksen korkeus ja paikan äärimmäiset tuuliolot ovat vaatineet paljon tuulimitoitukseen liittyvää tarkastelua ja rakennuksessa onkin päädytty käyttämään massavaimenninta, nurkien porrastusta sekä ulokejäykisteitä tuulen aiheuttaman vasteen minimoimiseksi. [6, s.491 ja 493]

On olemassa selviä tilanteita, joissa rakennuksen tuulen aiheuttama värähtely voi muodostua haitalliseksi joko huomattavan tuulikuormituksen, hoikan rakenteen tai rakennuksen alhaisten kiihtyvyydestoleranssien vuoksi. Esimerkiksi sairaaloilla ja tutkimuslaitoksilla voi olla erityiset vaatimukset sallituille kiihtyvyyksisarvoille. On myös selvää, että erityisen hoikissa ja kevyissä rakenteissa, kuten köysi-, masto- ja siltarakenteissa, tuulen aiheuttama värähtely voi muodostua ongelmalliseksi sekä tuulen suunnassa että poikittaisessa suunnassa. Lisäksi laajat rakennukset kuten stadionit ja niiden kuorirakenteet vaativat usein tarkempia tutkimuksia tuulen aiheuttaman värähtelyn osalta. Lisäksi erityisen korkeissa, yli 300-metrississä rakennuksissa vastaavat tarkastelut ovat aina perusteltuja ja niissä myös kokeellisen mitoituksen suuremmat kustannukset on aina huomioitava. Todella korkeissa rakennuksissa päädytäänkin usein rajoittamaan tuulivastetta sallittuihin rajoihin erilaisilla järjestelyillä, kuten ulkoisella vaimennuksella, geometrian muokkaamisella ja erityisillä jäykistysjärjestelmillä. Esimerkiksi kuvan (Kuva 4.3) tapauksessa on päädytty käyttämään näitä kaikkia kolmea keinoa.

4.1.2 Värehtelymitoituksen tarvittavat lähtötiedot

Kuten tässä työssä on aikaisemmin todettu, perustuu rakenteen tuulivasteen selvittäminen tuuliolosuhteiden määrittämiseen, tuulen välittymiseen rakennuksen kuormitukseksi ja rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien arvioimiseen kuvan (Kuva 4.2) mukaisesti. Tuuliolosuhteet voidaan määrittää normimitoituksen mukaisesti tai riittävän kattavilla mittauksilla kohdan 4.2 mukaisesti. Tuulen aiheuttamia paineita ja kuormituksia voidaan arvioida normimitoituksen mukaisesti, kirjallisuudesta löytyvillä esimerkkitapauksilla tai kokeellisesti tuulitunnelikokeilla kohdan 4.3 mukaisesti. Vasteen määrittämiseksi täytyy rakennuksesta muodostaa myös laskentamalli, jonka osa-alueita on esitelty kohdassa 4.4.

Varsinaiseen vasteen määrittämiseen kuuluu rakennuksen kokonaiskuormituksen, taipuman ja kiihtyvyyden huippuarvojen ja keskiarvojen laskeminen tietyillä esiintymisjaksoilla. Nämä taas liittyvät edellä määriteltyihin mitoitusongelmiin ja niiden raja-arvoihin. Rakenteen vasteen määrittästä eri menetelmillä on käsitelty kohdassa 4.5 ja Eurokoodipohjaista määrittästä kohdassa 4.5.5.

4.2 Paikan tuuliolosuhteiden määrittäminen

Eurokoodissa ilmoitettu Suomen tuulennopeuden modifioimaton perusarvo on 10 minuutin keskiarvo, jonka ylittymisen vuosittainen todennäköisyys on 0,02 kymmenen metrin korkeudella mitattuna. Kyseinen todennäköisyys vastaa 50 vuoden keskimääräistä toteutumisjaksoa. Kyseinen tuulen perusarvo ilmoitetaan aina maastoluokan II nopeusprofiilissa ja muunnetaan muihin maastoluokkiin tarvittaessa. Paikan tuuliolosuhteiden ilmoittamisessa onkin olennaista tarkasteltavan aikavälin pituus, annetun keskiarvon pituus, tämän keskiarvon esiintymisen todennäköisyys, käytettävä nopeusprofiili sekä tietysti tarkasteltava korkeus.

Perustuulen lisäksi tuulen nopeuteen vaikuttaa monet muuttujat, joista muutamia käsitellään tässä osassa. Vaikka ympäröivän maaston muoto vaikuttaa tuulen nopeuteen ja puuskaisuuteen, ei sitä tarkastella tarkemmin tässä. Kyseisiä mitoituksen periaatteita on esitetty esimerkiksi Eurokoodin tuulikuormitusta käsittelevässä osassa [1]. Normimitoituksen mukaista tuuliolojen määrittästä käsitellään kuitenkin nopeusprofiilin osalta kohdassa 4.5.5.

4.2.1 Tuulitietojen ilmoittaminen

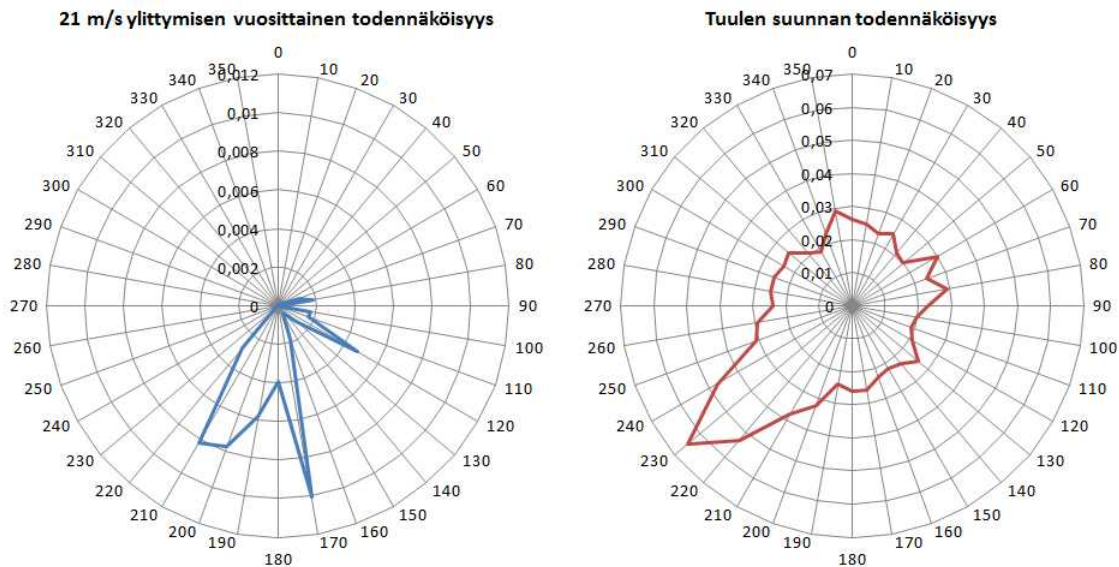
Tutkittavan rakennuspaikan läheisyydessä sijaitsevista mittausasemista voidaan saada käyttöön tuulitietoja rakennuksen tuulimitoitusta varten. Tuulen nopeus ilmoitetaan yleensä suunnittain, esimerkiksi 10° välein. Lisäksi mittaustuloksista voidaan johtaa sen

suuntakohtaisen Weibull-jakauman tunnusluvut, eli nopeusparametri C_θ ja muotokerroin k_θ . Tästä taas voidaan johtaa suunnan ja tietyn tuulennopeuden ylittymisen yhdistetty todennäköisyys [43]:

$$P_\theta(> U_g) = A_\theta e^{-\left(\frac{U_g}{C_\theta}\right)^{k_\theta}} \quad (4.1)$$

jossa	$P_\theta(> U_g)$	on vertailunopeuden U_g ylittymisen suuntakohtainen todennäköisyys
	A_θ	suunnan aikaosuus eli todennäköisyys
	C_θ	suuntakohtainen Weibull-nopeusparametri
	k_θ	suuntakohtainen Weibull-muotokerroin

Yhdistettyä todennäköisyyttä voidaan käyttää esimerkiksi kohdan 4.3.4 mukaiseen tuulitunnelitulosten tilastolliseen käsittelyyn, jossa tilastollista esiintymistä arvioidaan up-crossing –metodilla todennäköisyysjakauman määrittelyn jälkeen. Kuvassa (Kuva 4.4) on esitetty suuntakohtaisen nopeusjakauman mukaisesti laskettu tietyn tuulennopeuden esiintyminen sekä tuulen suunnan aikaosuudet. Mittaustulokset on yleensä ilmoitettu 10 minuutin keskimääräisenä tuulensuuntana sekä nopeutena.

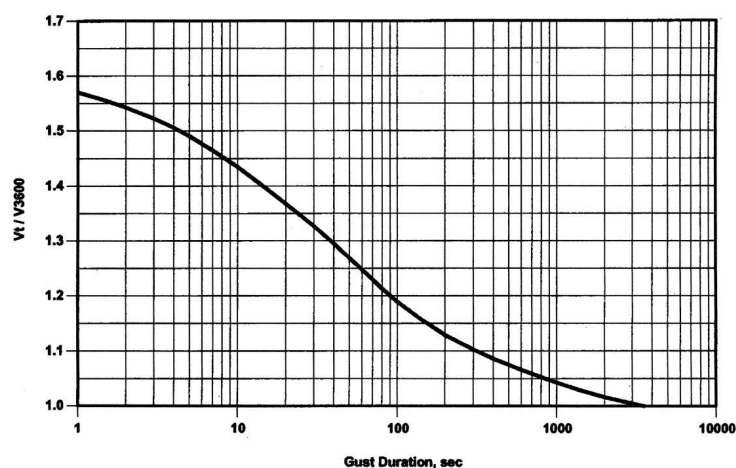


Kuva 4.4 Tuulen nopeuksien ja suunnan todennäköisyysjakaumia voidaan yhdistää suurimpien kuormitusten ja niiden esiintymisen todennäköisyyksien tarkastelua varten.

Lähteessä [43] on esitelty myös vaihtoehtoinen analysointitapa tuulimittausten tuloksille. Weibull-sovituksen ja up-crossing –analyysin sijaan tuloksia käsitellään aikahistorian perusteella ja maksimien esiintymisen perusteella pyritään arvioimaan kokonaisjakaumaa. Lopullisena tuloksena saadaan halutun paikallisen paineen esiintymisjakso, samoin kuin aikaisemmin mainitussa up-crossing –metodissa. [43, s.4]

4.2.2 Tuulidatan muunnokset

Mikäli vertaillaan eri muodoissa ilmoitettuja tuulitietoja keskenään, esimerkiksi standardien välillä, joudutaan usein muuntamaan eri muodossa esitettyjä arvoja toiseen muotoon. Avointa maastoa vastaavassa luokassa, eli Eurokoodin luokassa II ja ASCE luokassa C, voidaan eri aikajaksojen maksimit muuntaa keskenään esimerkiksi ASCE 7-05:ssä esitetyllä Durst-käyrällä. [44, s.308] Käyrässä (Kuva 4.5) on esitetty tunnin tarkasteluajan kerroin suhteessa muihin tarkasteluaikoihin. Sen perusteella voidaan karkeasti arvioida esimerkiksi 3 sekunnin, 10 minuutin ja 60 minuutin maksimien välisiä muuntokertoimia.



Kuva 4.5 Durst-käyrä, jonka perusteella voidaan avoimen maastoluokan (ASCE Exposure C) tuulitietoja muuntaa eri tarkasteluaajoista toiseen. [44, s.308]

Esimerkiksi muunnettaessa Eurokoodissa käytettyä 10 minuutin maksimia ASCE:ssä käytetyksi 3 sekunnin maksimiksi käytetään kerrointa 1,43. Vastaavasti muunnettaessa 10 minuutin maksimi NBCC:ssä käytetyksi 60 minuutin maksimiksi käytetään kerrointa 0,935. Vastaavia arvoja on myös käytetty liitteen 4 normivertailussa. Eri standardien välillä tietoja muunnettaessa tulee kuitenkin huomioda kaikki annettujen arvojen muutujat, kuten esimerkiksi ilmoitetun tuulennopeuden esiintymisen todennäköisyys ja mitauskorkeus. Edellä mainituissa standardeissa arvojen oletetaan olevan vertailukelpoisia muiden paitsi tarkasteluajan muuttujan osalta.

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K * \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K * \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4.2)$$

jossa c_{prob} on muunnoskerroin

p on tarkasteltava vuosittainen todennäköisyys, esimerkiksi 100 vuodelle $p=0,01$

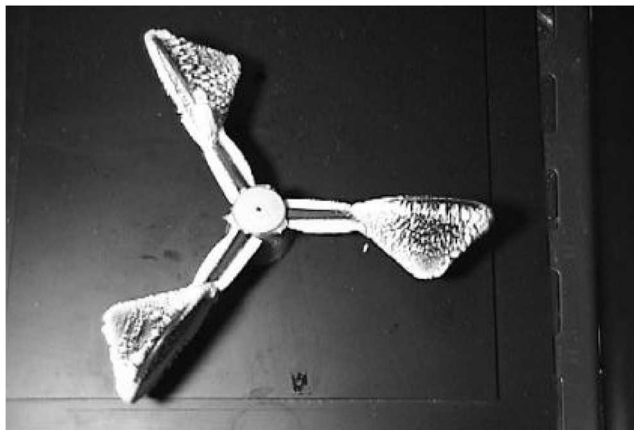
K on muotoparametri, suositusarvo on 0,2

n on eksponentti, suositusarvo on 0,5

Eurokoodissa EN1991-1-4 on esitetty muunnoskaava (4.2) vuosittaisen ylittymisen todennäköisyyden arviointiin. Kaavan avulla voidaan muuntaa perustuulen arvot 50 vuoden arvoista muihin, esimerkiksi 10 tai 100 vuoden mitoitustapauksiin. Kaavan yhteydessä ei kuitenkaan esitetä keinoja todennäköisyysjakauman muotoparametrien tai eksponenttien käyttöön. [1, s.34]

4.2.3 Tuuliolosuhteiden arviointi

Tuulennopeutta voidaan arvioida normimitoituksen lisäksi suunniteltavan rakennuksen paikalla suoritettavilla mittauksilla tai lähialueen sääaseman mittaustuloksia käyttämällä. Kyseisistä mittauksista pyritään selvittämään paikan keskituuli ja turbulentsisuus, sekä arvioimaan tilastollista nopeusjakamaa eri suunnista. Mittausdatan tilastollista käsittelyä liittyen mittausväleihin, todennäköisyyksiin ja virheisiin ei käsitellä tarkemmin tässä työssä.



Kuva 4.6 Kuvassa on tuulen nopeuden mittaamiseen yleisesti käytetty kuppianemometri, jonka pinnoille on kertynyt huurretta. Huurteen kertyminen voi pienentää mittaustuloksia. [45, s.240, alkuperäinen lähde: Tammelin, B. and Säntti, K., 1997. Icing in Europe. The proceedings of the European wind energy conference EWEC '97 in Dublin, October 1997.p.393-396.]

Tuulisuusmäärittäyksissä on kuitenkin tärkeitä varmistua niiden oikeellisuudesta, sekä asioista, jotka vaikuttavat lopulliseen käytettävään mitoitusarvoon. Mittauksiin vaikuttavista muuttujista yksi on myös tuulen nopeuden mittauksessa käytettävien anemometriä jätyminen (Kuva 4.6). Lähteessä [45] on esitetty, että lämmittämättömien anemometriä tulokset voivat olla talviaikana noin 10–30 % todellisuutta pienempiä jäätymisestä johtuen. Kyseisen asian huomioiminen on syytä tarkistaa käytettävän mittaustutkimuksen tai mittausaseman tuloksista.

Ilmastomuutoksen vaikutuksesta tuulennopeuteen on arvioitu [5], että se tulee nostamaan keskimääräistä tuulennopeutta Suomessa korkeintaan noin 4 % seuraavan sadan vuoden aikana. Vaikka Eurokoodissa ei asian huomioimista edellytetä, on nopeuksien

mahdollinen kasvu mahdollista huomioda tuulennopeuksia määritettäessä pitkien käyttökien rakennuksille.

4.2.4 Äärimmäiset tuulennopeudet Suomessa

Suurin Suomessa mitattu 10 minuutin keskituulen nopeus on 31 m/s ja lyhytaikainen puuskan nopeus 39 m/s. [46] Koska mittaolosuhteista ei ole tarkempaa tietoa, ei tarkkoja arvioita suurimmista mahdollisista Suomessa esiintyvistä tuulennopeuksista voida näiden tietojen perusteella tehdä. Karkean arvion mukaisesti, jossa 31 m/s 10 minuutin keskinopeus muunnetaan Durst-käyrällä 3 sekunnin keskinopeudeksi, saadaan suurimmaksi tuulennopeudeksi noin 44 m/s. Arvio on hyvin epämääräinen, mutta voi antaa hieman suuntaa siitä, mikä olisi suurin mahdollinen hetkellinen tuulennopeus jota Suomessa voisi ilmetä niin sanottujen normaalien myrskyjen yhteydessä.



Kuva 4.7 Trombin kaatamaa metsää Kontiolahdella, jossa vuonna 2004 ukkosen synnyttämä trombi aiheutti F2-luokan tuhoja. Tuulen nopeuden oletetaan olleen tuhojen perusteella yli 50 m/s. Kuva: Ari-Juhani Punkka [47]

Pyörremyrskyissä, kuten trombeissa, voidaan tuhojälkien perusteella arvioida Suomessa esiintyneen kuitenkin huomattavasti korkeampia, yli 93 m/s hetkellisiä tuulennopeuksia. [48] Kuvassa (Kuva 4.7) on esitetty trombin aiheuttamia tuhojälkiä metsäisessä maastossa. Eurokoodissa ei anneta ohjeita paikallisten tuuli-ilmiöiden, kuten ukkosmyrskyjen, pintainversion, trombin tai muiden pyörremyrskyjen varalta. [1, s.18] Normaalien yhden tuulen suunnan tarkastelun lisäksi voidaan haluttaessa kuormitustilanteita luoda erilaisten mahdollisuuksien perusteella esimerkiksi Monte Carlo -simulaation muodossa. Mikäli käytössä on esimerkiksi toteutuneen pyörremyrskyn tietoja tai todennäköisyysmalleja, voidaan tarkastella rakenteen kestävyyttä vastaavaa vaihtelevan suunnan kuormituksen tilannetta vastaan. [49, s.290]

4.3 Tuulitunnelitestaus

Kuten työn aikaisemmissa kohdissa on todettu, on monia tilanteita, joissa tuulenpaineen välittymistä rakennuksen kuormaksi tai paikallisia paineita ei voida luotettavasti määrittää teoreettisesti tai numeerisilla analyyseilla. Että välttyttäisiin puutteelliselta tai ylikonservatiiviselta mitoitukselta, tulisi näissä tilanteissa käyttää tuulitunnelikokeita tarkempien arvioiden tekemiseksi. Korkeissa rakennuksissa on hyvin usein perusteltua käyttää tuulitunnelikokeita rakennuksen vasteen määrittämiseen. Tästä syystä on korkeiden rakennusten projekteihin osallistuvan rakennesuunnittelijan syytä tietää erilaisista testausmenetelmistä ja tulosten tulkinnasta tuulitunnelitestauksessa. [4, s.147] On myös arvioitu, että eri laboratorioiden tekemien tuulitunnelitestausten tuloksissa voi olla jopa yli 40 % eroja. [50, s.3] Näin ollen luotettavien lähtötietojen saamiseksi on myös tärkeätä kyetä tulkitsemaan testausraportteja oikein ja varmistumaan menetelmien ja toteutuksen oikeellisuudesta.

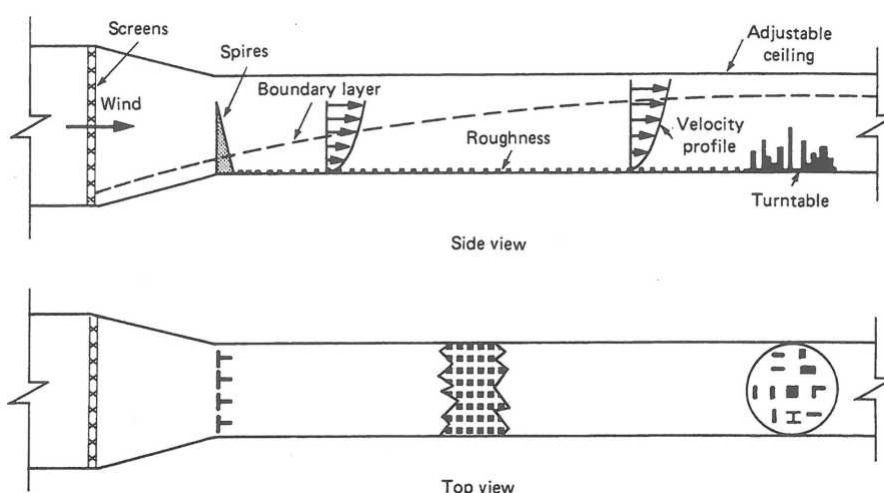
Tuulitunnelitestauksen prosessi alkaa paikallisen tilastollisen ilmastodatan selvittämislä. Lähtötietoina voidaan käyttää paikalta mitattua tuulidataa, mikäli ne ovat saatavilla, tai tehdä paikalla tarkempi tutkimus läheisten mittausasemien tilastojen perusteella. Seuraavaksi tehdään rakennuksesta tuulitunnelimalli ja valmistellaan testauslaitteisto, määritetään oikeanlainen virtausprofiili sekä määritetään testausmenetelmät. Saatavasta mittausdatasta selvitetään halutut tulokset ja esimerkiksi dynaamisissa tarkasteluissa rakenteiden ominaisuuksien perusteella johdetaan rakenteen vaste tuulen nopeuden ja suunnan funktiona. Lopulta tuulitunnelitestauksen tulokset yhdistetään paikan ilmastodatan kanssa ja saadaan rakennusta kuormittavat kokonaisvoimat ja tuulenpaineet keskiarvoina ja huippuarvoina tietyille toteutumisjaksolle tai todennäköisyydelle. [51]

4.3.1 Tuulitunnelitestauksen perusteet

Tuulitunnelitestaus rakennukselle on perusteltua esimerkiksi tapauksissa, joissa rakennuksen muoto poikkeaa jatkuvasta poikkileikkauksesta, rakenteen ominaistaajuus on alle 1 Hz, rakenne altistuu merkittävälle värähtelylle (*eng. buffeting*) tuulen yläpuolella olevien esteiden aiheuttamien pyörteiden vuoksi tai rakennukseen kohdistuu ympäristön muodosta johtuva kiihtynyt virtaus. [8, s.269] Tuulitunnelitestaus on perusteltua erityisesti silloin, kun epäillään merkittävän poikkisuuntaisen värähtelyn mahdollisuutta. Pääsääntöisesti tuulitunnelitestaus tilataan konsulteilta, jotka ovat erikoistuneet kyseisiin mittauksiin. Palveluun voi liittyä esimerkiksi painejakauman määrittäminen, jossa huomioidaan myös ympäröivien rakennusten aiheuttamat muutokset virtaukseen. Lisäksi tutkimuksissa voidaan arvioida rakennuksen kiihtyvyysarvoja erilaisilla rakennuksen muodoilla. Tutkimuksissa voidaan selvittää myös julkisivurakenteen kuormitukset ja jalankulkualueiden virtausnopeudet. Suuressa osassa tuulitunnelimittauksista päädytään myös alempiin mitoituspainaisiin kuin normimitoituksessa, joka taas voi laskea rakennuskustannuksia.

4.3.2 Tuulitunnelitestauksen suoritus

Rajakerrostuulitunnelia (eng. *boundary layer wind tunnel, BLWT*), jota esiteltiin kohdassa 2.1.4, käytetään rakennetun ympäristön tuulimallinnuksissa. Rajakerrostuulitunneli eroaa normaalista ilmailutekniikan tunnelista juuri sinne luotavan nopeusprofiilin ja korkean pyörteisyyden vuoksi, joilla pyritään simuloimaan ilmakehän rajakerroksen virtausta. Suomessa on tämän työn tekemisen hetkellä käytössä ainakin yksi luonnon-tuulien simulointiin tarkoitettu tuulitunneli Aalto-yliopiston aerodynamiikan laboratorion yhteydessä. [52]

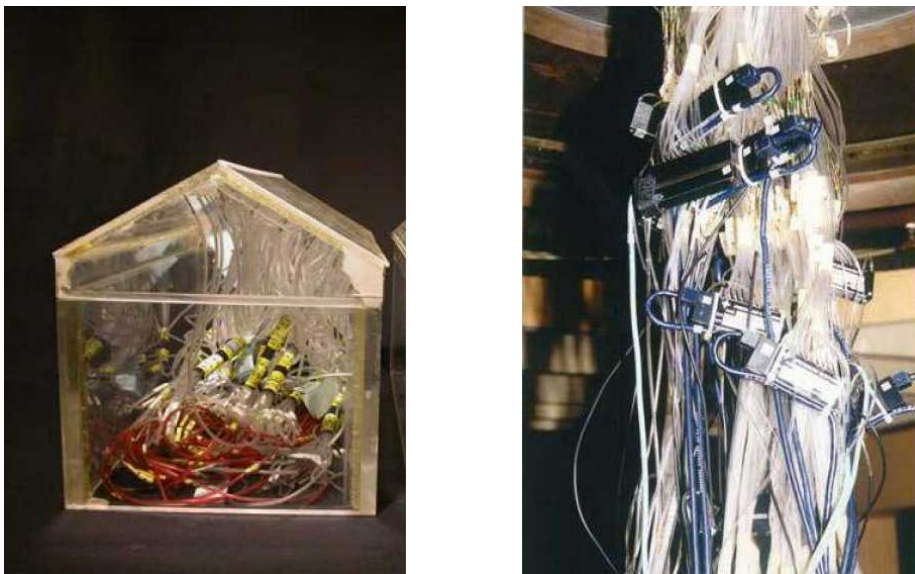


Kuva 4.8 Rajakerrostuulitunnelin (BLWT) pitkittäinen pysty- ja vaakaleikkaus, joissa on esitetty sen tärkeimmät osat. [4, s.161]

Rajakerrostuulitunnelissa suoritettujen testausten laadun ja oikeellisuuden varmistamiseksi tulisi tiettyjen ehtojen täyttyä. Mallinnettavien osien, tutkittavan rakennuksen ja sen ympäristön, tulisi olla skaalattu samassa suhteessa. Lisäksi tuulen nopeus ja turbulenssi skaalataan tiettyyn mittakaavaan mallin kanssa. Tuulitunnelin poikkileikkaukseen projisoitujen mallien yhteenlaskettu pinta-ala tulisi olla korkeintaan 8 % koko poikkileikkauksen pinta-alasta. Muussa tapauksessa tuloksia tulee korjata niin sanotun tukkeutumisen vaikutusten vuoksi, eli tunnelin virtauksen nopeus kasvaa mallin kohdalla pinta-alan pienentyessä. [8, s.319]

Tuulitunnelissa sijaitsevalle kääntöpöydälle mallinnetaan tutkittavan rakennuksen lähiympäristö. Lähiympäristöä voidaan mallintaa tunnelin koosta ja käytettävästä mittakaavasta riippuen jopa 500 metrin säteeltä. Näin voidaan tutkia lähiympäristön rakennusten vaikutuksia painejakaumiin ja turbulenssiin eri tuulen suunnista. Ympäristön mallinnuksessa käytetään yleisesti kevyttä, mutta jäykkää vaahtomuovia.

Mitattaessa varsinaisen tutkittavan rakennuksen pinnoille kohdistuvia paineita, käytetään yleensä kuvan (Kuva 4.9) kaltaisia paineantureita, joissa mitattava paine johdetaan putkilla yhdessä vertailupaineen kanssa anturiin. Verrattaessa näitä kahta painetta, saadaan tuloksena virtauksen aiheuttama paine rakennuksen pinnalle. Vertailupaineen putki sijoitetaan yleensä häiriöttömään virtaukseen mallin ulkopuolelle. Käytettäessä kyseistä putkijärjestelmää, myös Reynoldsin luvun vaikutukset paineenmittausreiässä tulisi myös huomioida ja tulokset korjata vastaavasti. [53] Lisäksi käytettyjen putkien pituus, eli mittauskohdan etäisyys anturista aiheuttaa oman virheensä tuloksiin, joka vastaavasti täytyy myös huomioida. [17, s.30] Käytännön mittauksia ja tarvittavien näytteiden määrää, taajuutta, kestoa ja käsittelyä ei käsitellä tarkemmin tässä työssä, mutta niistä on kirjoitettu useassa lähdekirjallisuudessa, kuten esimerkiksi lähteissä [54] ja [17].



Kuva 4.9 Kuvissa on esitetty paineantureita putkineen tutkittavan mallin sisällä (vasemmalla) sekä tuulitunnelin lattian alla (oikealla). [54, s.54]

Rakennuksen tuulitunnelimallin tyyppi riippuu käytettävästä testausmenetelmästä, joihin palataan kohdassa 4.3.3. Yleensä tuulitunnelimalli skaalataan suhteessa 1:300 – 1:500, nopeus vastaavasti suhteessa 1:3 – 1:5 ja aika suhteessa 1:100, jolloin 36 sekuntia tuulitunnelivirtausta vastaa noin yhtä tuntia todellista tuulta. [8, s.264] Tuulitunneliin skaalataan myös tarkastelupaikalla mitattu tai sinne oletettu turbulenttisuus. Turbulenssin skaalauksen periaatetta on esitetty kaavassa (4.3).

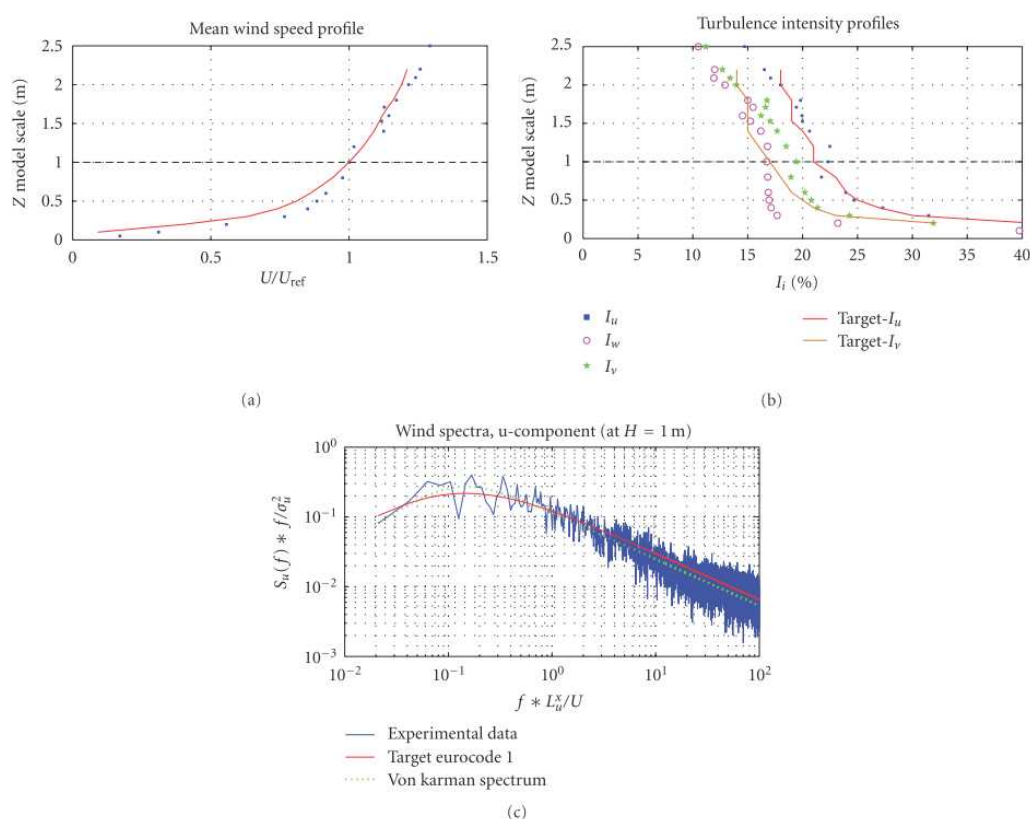
$$\frac{L_{xm}}{D_m} = \frac{L_{xp}}{D_p}$$

(4.3)

jossa	L_{xm}	on tuulitunnelin ilmanvirtauksen nopeuden vaihtelevan osan pitkittäisen komponentin pituus
	D_m	on testattavan mallin pituus
	L_{xp}	on tuulennopeuden vaihtelevan osan pitkittäisen

komponentin pituus mittaustuloksista
 D_p on suunnitellun rakenteen pituus

Tuulitunnelitestauksen tulosten laadun varmistamiseksi, testataan tunnelin virtauksesta myös luodun turbulenssin ominaisuudet. Kuvan (Kuva 4.10) mukaisesti testatut arvot tulee vastata rakennuspaikalle oletettua turbulenssi- ja nopeusprofiilia sekä voiman tiheysspektriä. Kyseiset mittaukset suoritetaan esimerkiksi kuumalanka-anemometreillä eri korkeuksilla tunnelia, läheltä tutkittavaa mallia.



Kuva 4.10 Kuvassa on esitetty tuulitunnelissa tulosten oikeellisuuden varmistamiseksi tehdyt tarkastusmittaukset tuulen nopeusprofiilin (a), turbulenssin intensiteettiprofiilin (b) ja spektrin (c) osalta. [7, s.3]

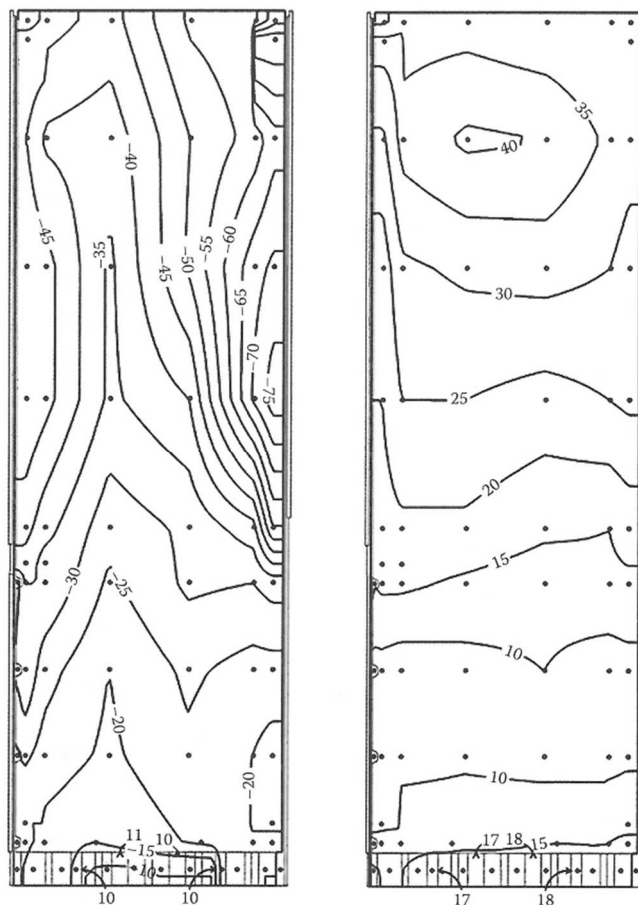
Mikäli tarkastelupaikan tuulimittauksissa on saatavilla tulokset eri suunnista, voidaan tuulitunnelitestauksessa toteuttaa eri suuntien simuloinnit vastaavilla tuulennopeuden ja turbulenttisuuden arvoilla. Mitattuja tuloksia pitäisi olla kuitenkin jokaisesta suunnasta riittävästi luotettavan tuulimallin luomiseen. [49, s.289] Mikäli tuuliprofiilia ei ole saatavilla eri suunnista, arvioidaan profiilit suunnittain ympäröivän maaston mukaisesti.

Erikoisissa maastonmuodoissa, esimerkiksi vuoristoissa, tutkitaan ensin maastomallilla rakennuksen paikalle muodostuva nopeus- ja turbulenssiprofiili. Tämä testaus toteutetaan luonnollisesti paljon suuremmassa mittakaavassa, jolloin itse rakennuksen tutkiminen ei ole mahdollista. Kun maastomallista on mitattu tarvittavat lähtötiedot, voidaan vastaavat tuuliolosuhteet luoda pienemmän mittakaavan testejä varten, joissa tutkitaan itse rakenteen vastetta.

4.3.3 Testausmenetelmät

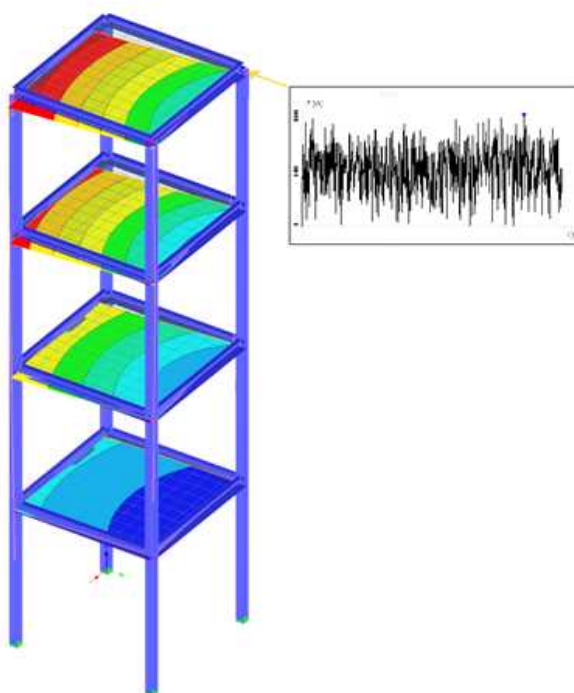
Testausmenetelmät voidaan karkeasti jaotella staattisiin ja dynaamisiin. Staattisilla mittauksilla voidaan määrittää esimerkiksi paikallisia paineita tai kokonaiskuormitusta. Staattisten mittausten heikkoutena on kuitenkin niistä saatavan tiedon yksipuolisuus. Dynaamisia mittauksia taas voidaan käyttää monien eri ilmiöiden ja kuormitusten tulkintaan. Dynaamisten paineiden tai kokonaiskuormien tulkinnessa käytetään satunnaisen kuormituksen analyysiä, jota käsiteltiin kohdassa 3.2. Seuraavassa on käsitelty erilaisia testausmenetelmiä.

Jäykkää painemallia käytetään pääasiassa julkisivun paikallisten paineiden määrittämiseen, mutta sitä voidaan käyttää myös kokonaiskuormien arviointiin jos mittauspisteiden määrä on riittävä ja niistä on mahdollista saada tietoa samanaikaisesti. Paikallisten paineiden mittauksiin tarkoitettu malli valmistetaan yleensä akryylista sen läpinäkyvyyden ja helpon työstettävyyden vuoksi. Nykyisin malleja voidaan tosin valmistaa suuremmalla tarkkuudella 3D-tulostuksella. Malliin voidaan sisällyttää jopa 500–1000 painemittausreikää, joista paine johdetaan ohuilla putkilla paineanturiin kuten kuvassa (Kuva 4.9).



Kuva 4.11 Kuvassa on esitetty tuulitunnelikokeiden perusteella muodostettu pienimmän (vasemmalla) ja suurimman (oikealla) paikallisen paineen (psf) jakauma rakennuksen pinnoilla. Mittauspisteiden sijointia on kuvassa merkitty pisteillä. [8, s.268]

Mittauspisteitä pyritään sijoittamaan tiheämmin epäjatkuvuuskohtien alueille, kuten nurkkiin ja muihin geometrisiin poikkeamiin (Kuva 4.11). Mallille suoritetaan mittaukset eri suunnista, esimerkiksi 10° välein, jolloin saadaan tulokset 36 eri suunnasta. Kustakin mittauspisteestä lasketaan mittausjakson suurin ja pienin arvo sekä neliöllinen keskiarvo. Tuloksena saadaan julkisivuun vaikuttavat paikalliset paineet sekä mahdollisesti kokonaiskuorman karkea arvio, mikäli mittauspisteitä on riittävästi kattamaan koko rakennus ja mittaus on mahdollista kaikista pisteistä samanaikaisesti. [8, s.321] Käytännössä käsiteltäviä tuloksia saadaan tässä menetelmässä joko tilastollisina lukuarvoina jokaiselle mittauspisteelle ja jokaiselle tuulensuunnalle. On siis syytä huomioda, että mittausdatan käsittely voi olla hyvin työlästä ja tarkisteltavien kuormitustilanteiden määrä on todella suuri. Painemittauksissa voidaan huomioda myös mahdolliset avattavat ikkunat tai ovet, joiden kohtaan vaikuttavan paineen voidaan toisessa kuormitustilanteessa olettaa vaikuttavan kerroksen tai koko rakennuksen sisälle. Tässä tilanteessa julkisivuun kohdistuva paine on sisä- ja ulkopuolen paineen summa. [17, s.10]

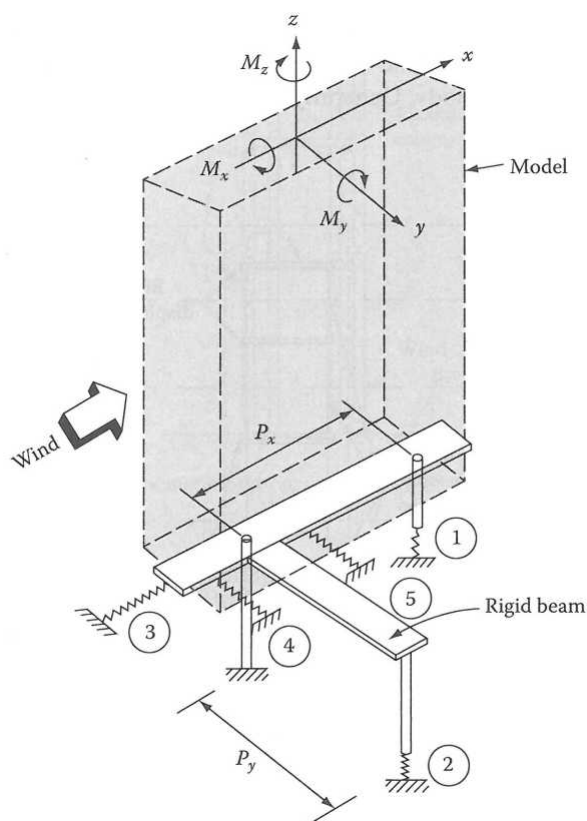


Kuva 4.12 HFPI-menetelmästä saatavasta paineen aikahistoriasta voidaan muodostaa kuormitushistoria, jota voidaan taas soveltaa rakenteen elementtimalliin. Kun kuvassa havainnollistettua pistekuormitusta sovelletaan samanaikaisesti kaikkiin solmupisteisiin, voidaan muodostaa rakenteen kokonaisvaste. Kuva RFEM-ohjelmistosta.

Jäykän painemallin kaltainen mittausmenetelmä on myös HFPI (*High Frequency Pressure Integration*), jossa kuitenkin mittauksen tuloksena saadaan myös rakennukseen kohdistuva dynaaminen kuormitus. Periaatteena menetelmä on sama kuin edellisessä, mutta tässä mittaus tapahtuu kaikissa mittauspisteissä samanaikaisesti ja korkealla taajuudella, jolloin voidaan määrittää kaikki rakenteeseen kohdistuva kuormitus tarkasti ajan suhteen. Monikanavainen korkeataajuuksinen paineenmittausjärjestelmä on luon-

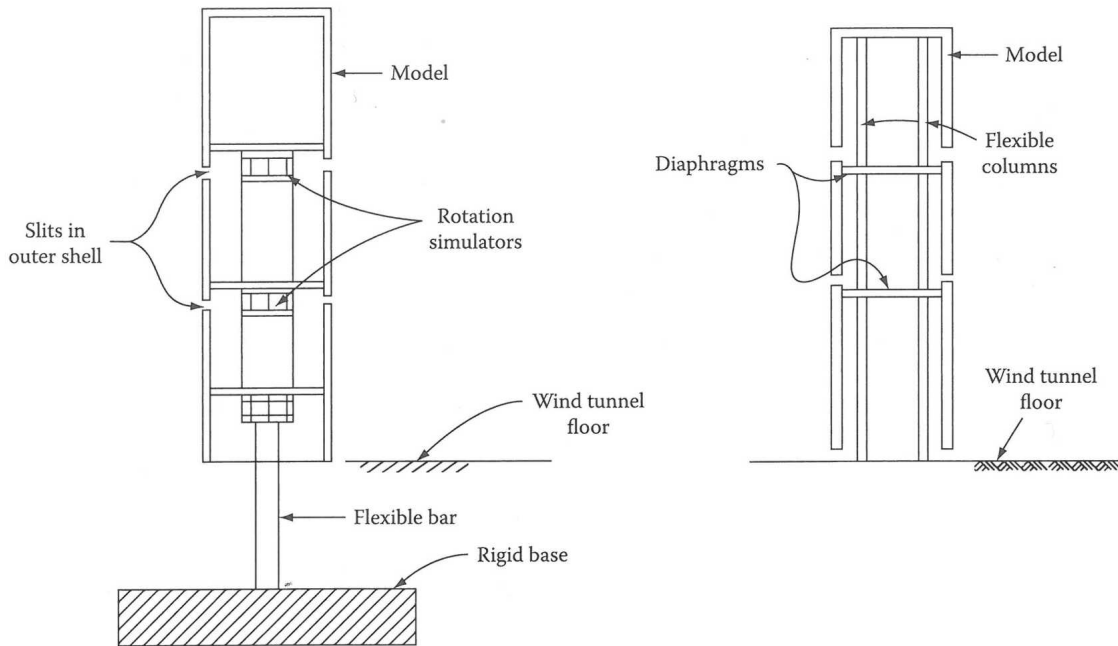
nollisesti vaadittu tämän menetelmän mittausten toteuttamiseen. Menetelmä on kuitenkin nostamassa suosiotaan suoran aikaintegroinnin tarkkuuden ja menetelmän monipuolisuuden vuoksi. [7, s.1] Käsiteltävinä tuloksina menetelmästä saadaan yhtäaikaista aikahistoriana kuormitus jokaiselle mittauspisteelle ja jokaiselle tuulensuunnalle. Rakenteen vastetta voidaan arvioida tämän jälkeen numeerisesti liike-yhtälöistä tai tätä kuormitustyyppiä tukevan elementtianalyysiohjelman avulla (Kuva 4.12). Suoraan aikaintegrointiin ja HFPI-menetelmään palataan kohdassa 4.5.2.

Kokonaiskuormituksen määrittämiseen voidaan käyttää erillisten mittauspisteiden integroinnin sijaan myös koko malliin kohdistuvien kuormien mittausta. Tähän periaatteeseen perustuvat menetelmät ovat HFFB (*High Frequency Force Balance*) ja HFBB (*High Frequency Base Balance*). HFFB-menetelmässä käytetään jäykkää ja sisältä onttoa mallia, joka liitetään sen sisään tulevaan uloketukeen herkkien mittausantureiden välityksellä. Vastaavasti HFBB-menetelmässä malli kiinnitetään pohjastaan 5-komponenttisen erittäin herkän vaa'an päälle. Periaatteiltaan menetelmät ovat siis samat, mutta mittauslaitteet sijaitsevat toisessa mallin sisällä ja toisessa pohjassa. Molemmista menetelmistä saadaan näin tarkka tulos koko malliin kohdistuvista voimista, sillä yksittäisten mittauspisteiden perusteella muodostetun likiarvon sijaan saadaan joko kaiseen mallin kohtaan vaikuttavan paineen yhteisvaikutus. Näin ollen menetelmillä on selvä etu painemittausjärjestelmiin nähden erityisesti pinnoiltaan monimutkaisten rakennusten tapauksissa. [8, s.322] Menetelmän heikkoutena on kuitenkin sen oletus siitä, että rakennus värähtelisi lineaarisesti akseleidensa ympäri. Monet rakennukset eivät kuitenkaan vastaa tätä oletusta, vaan ne värähtelevät ideaalisesta poikkeavalla ominaismuodolla. Näin ollen pohjasta mitattua kuormitusta ei suoraan voida soveltaa lineaarisiksi ekvivalenttikuormiksi rakennuksen korkeudelle, vaan se muutetaan korjauskertoimilla vastaamaan todellista värähtelymuotoa. [7, s.2]



Kuva 4.13 Periaatekaavio 6-komponenttisesta mittausjärjestelmästä. [8, s.325]

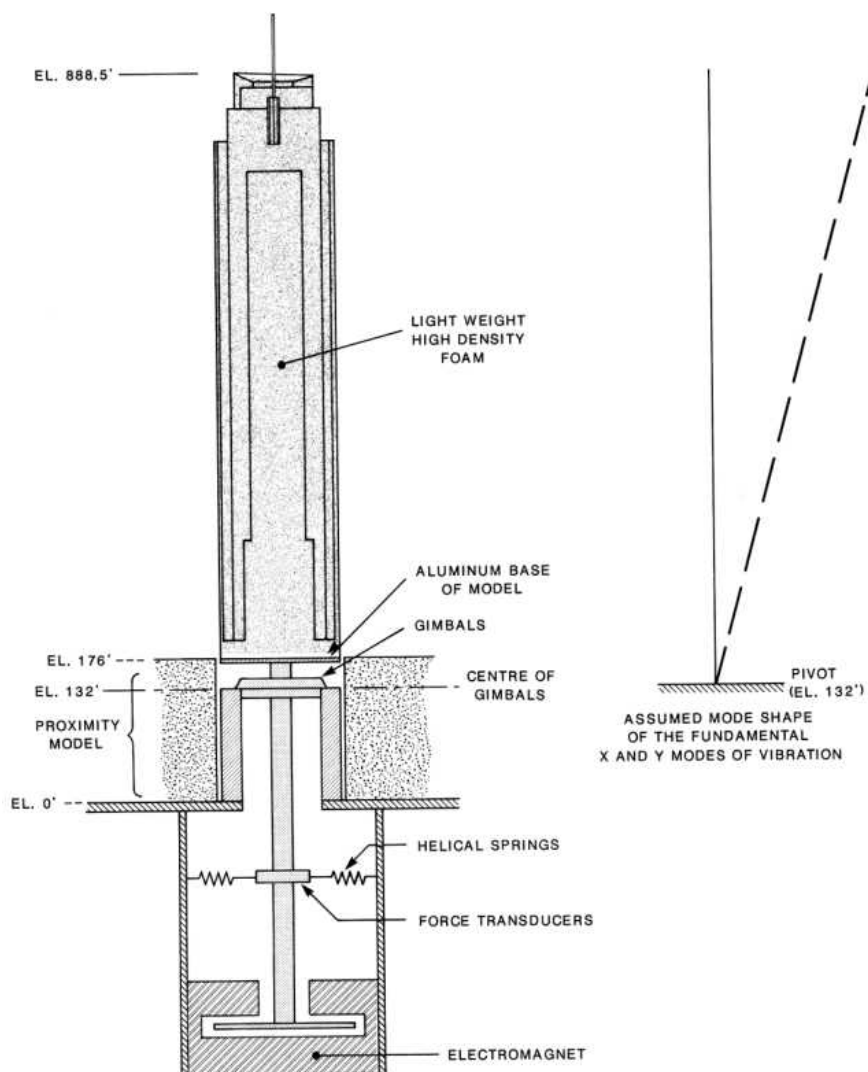
HFBB-menetelmässä tarkastelusuuntina käytetään yleensä kiertymää sekä kaatavaa momenttia ja leikkausvoimaa kahteen vaakasuuntaan, kuten kuvassa (Kuva 4.13). Aikaintegroinnissa tuloksia voidaan soveltaa laittamalla vastaava kuorma vaikuttamaan rakennuksen pohjaan ja korjaamalla kuormituksen jakautumista ominaismuodosta riippuvalla korjauskertoimella. Taajuusavaruudessa tarkastelu tapahtuu vastespektrin muodostuksella jokaisessa tarkastelumuodossa ja -suunnassa. Tuloksena näistä menetelmistä saadaan johdettua rakenteen kuormitus joko aika- tai taajuusavaruudessa, eli kuormitus-aikahistoriana tai kuormitusspektrinä eri tuulensuunnille ja eri akseleille. Näiden perusteella voidaan arvioida taas resonanssi- tai taustavärähtelyä rakenteen ominaisuuksien perusteella. Rakennetta voidaan myös muokata tämän jälkeen ja tutkia vastetta samoilla kuormilla, eli uusia mittauksia ei tarvita rakenteellisten muutosten jälkeen, mikäli ulko-kuori pysyy samana. Mallin skaalaaminen tapahtuu samoin kuin painemallissa, mutta menetelmässä on huomiotava myös se, että mallin ominaistajuus tulisi olla huomattavasti korkeampi kuin todellisen rakennuksen. Tällä ehkäistään itse mallin resonanssivaikuttamisen vaikutus mittaustuloksiin rakennuksen ominaistajuuksien alueella. [17, s.51]



Kuva 4.14 Aeroelastisessa mallissa tuulitunnelimalliin voidaan skaalata massan lisäksi rakennuksen kiertymä- ja taipumajäykkyudet. [8, s.327]

Rakenteissa, jossa rakenteen liike vaikuttaa huomattavasti sen kokemaan tuulikuormitukseen, tulisi tuulitunnelitestaus suorittaa aeroelastisella mallilla. Aeroelastisessa testauksessa malli valmistetaan niin, että se liikkuu tuulessa samoin kuin valmiin rakennuksen oletetaan liikkuvan. Hyötynä tässä menetelmässä on erityisesti kiertymän huomiointi värähtelymuodoissa. Malli voidaan valmistaa eri tarkkuuksilla vaihdellen tuen ympärillä liikkuvasta jäykästä mallista aina monivapausasteisiin kiertymä- ja taipumamalleihin (Kuva 4.14). Toisin sanoen mallin voidaan simuloida kaikki tarvittavat ominaisuudet, joiden arvioidaan osallistuvan merkittävästi vasteen muodostukseen.

Testattavaan aeroelastiseen malliin tulee siis skaalata rakenteen massan lisäksi sen vaimennussuhde, taipuma- ja kiertymäjäykkyys sekä hitausmomentti. Menetelmässä myös mallin aerodynaaminen vaimennus tulee näin huomioiduksi vasteessa, mutta samalla menetelmä on monimutkaisempi kuin esimerkiksi HFBB-menetelmä. [8, s.326] Lisäksi menetelmässä edellytetään valmiin rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien olevan tiedossa jo testauksen aikana, joka usein ei ole mahdollista. Käytettävän mallin mallinnettavat ominaisuudet ja vapausasteet riippuvat luonnollisesti rakennuksen muodosta ja monimutkaisuudesta. Esimerkiksi epälineaariset rakenteet tulisi mallintaa niin, että toisistaan poikkeavat osat mallinnetaan omana vapausasteenaan. Monivapausasteisen mallin toiminta ja ominaisuudet tulee varmistaa erillisillä testauksilla. [8, s.330]



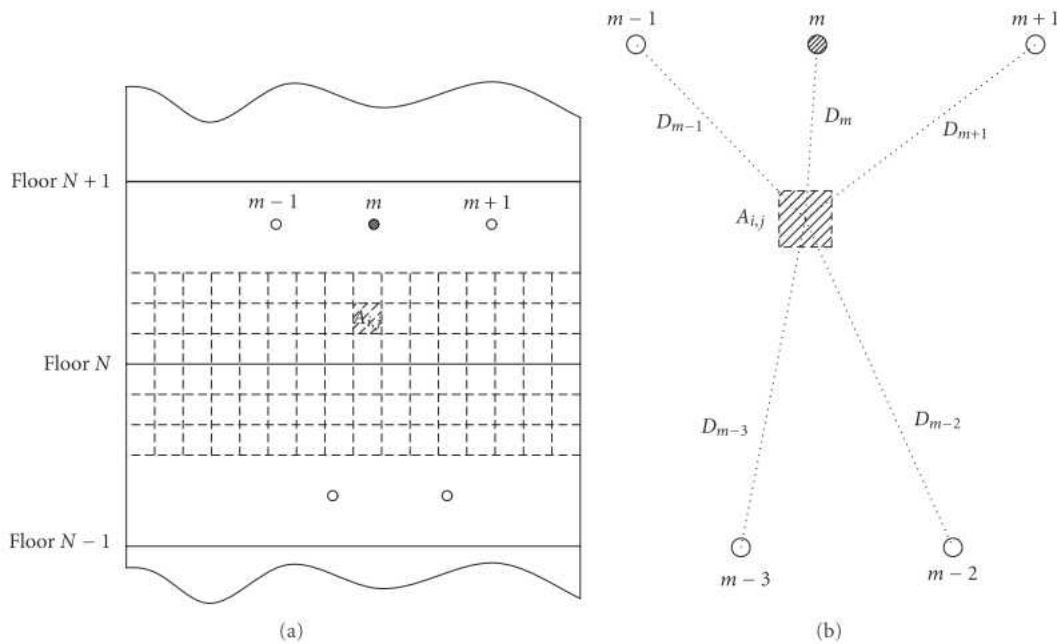
Kuva 4.15 Yhden vapausasteen aeroelastinen malli ja sen oletettu ominaismuoto. [17, s.59]

Aeroelastinen testaus voi olla perusteltua, jos rakenteen hoikkuus on suurempi kuin 1:5 – 1:8 ja alustavat laskelmat osoittavat mahdollisuuden merkittävään poikkisuuntaiseen värähtelyyn. Mikäli näiden lisäksi rakennus on joko kevyesti vaimennettu, kevytrakenteinen, kiertymäherkkä tai koville tuulille altistuva, voidaan aeroelastista testausta pitää hyvin perusteltuna. [8, s.330] On kuitenkin syytä huomata, että aerodynaamisen vaimennuksen ollessa useissa tapauksissa positiivista, on sen huomiotta jättäminen suunnittelussa varmallalla puolella. Saatavien tulosten määrä riippuu käytetyn mallin monimutkaisuudesta. Tässä testauksessa malliin liitetään normaalisti voima-antureiden lisäksi myös kiihtyvyysantureita, joilla voidaan suoraan mitata mallin kiihtyvyysarvoja halutuissa tarkastelupisteissä ja –suunnissa. [8, s.331]

4.3.4 Tulosten käsittely

Eri menetelmistä saatavat tulokset yhdistetään rakennuspaikalle oletettuihin tuulitietoihin, eli skaalataan tulokset eri esiintymisjakson tuulennopeuksiin. Näin saadaan esimer-

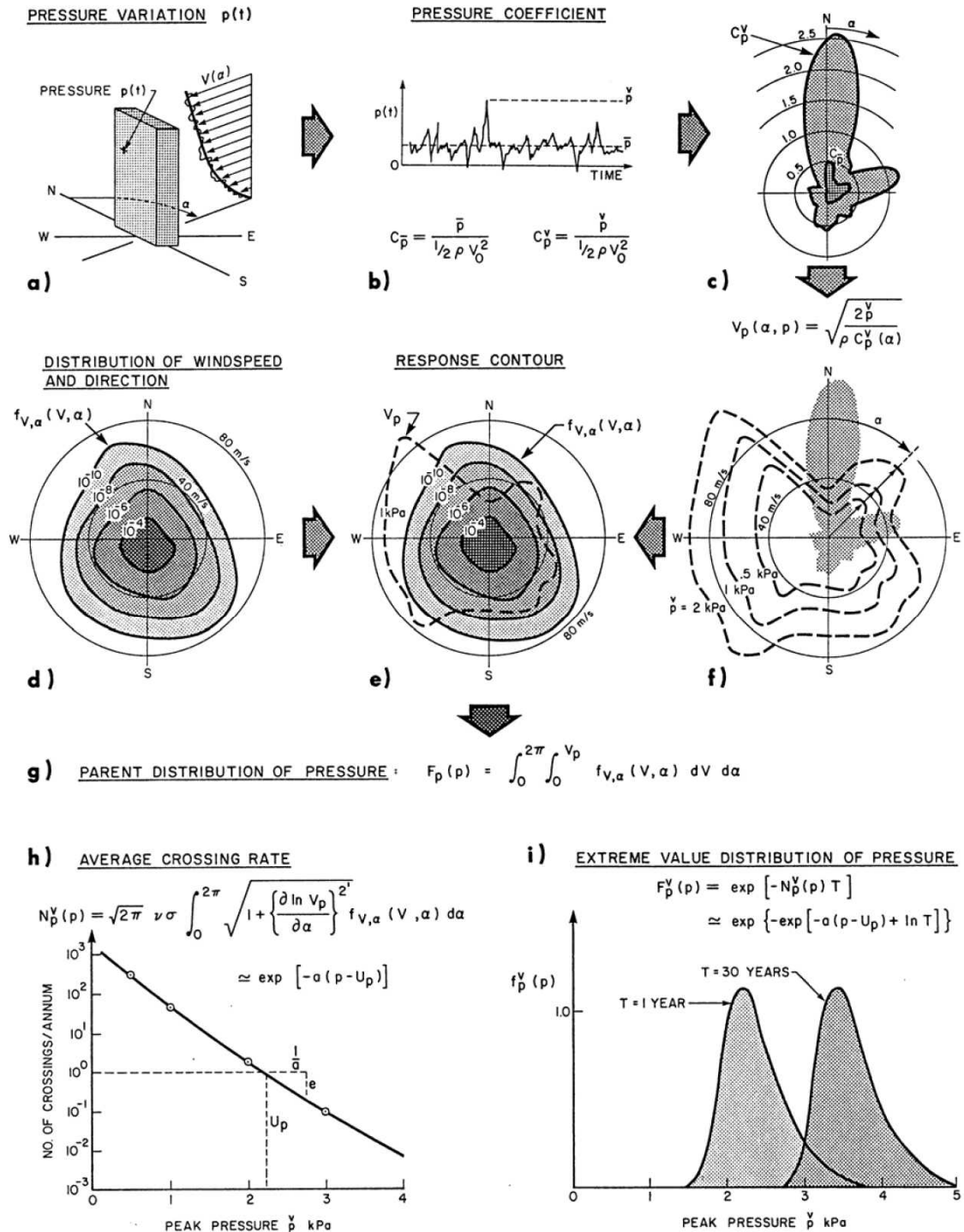
kiksi 1/1, 1/5, 1/50 tai 1/100 vuosittaisia todennäköisyyksiä vastaavat mitoittavat kuormat, joilla voidaan tarkistaa toteutuvatko käyttö- ja murtorajatilan vaatimukset.



Kuva 4.16 Tuulenpaineita voidaan arvioida mittaustulosten perusteella esimerkiksi niin, että viereisten mittauspisteiden (m) avulla interpoloidaan halutulle kuormitusalueelle ($A_{i,j}$) painearvo kaikkien viereisten mittauspisteiden arvojen avulla. [7, s.5]

Tuulitunnelista saatavien painemittausten perusteella voidaan muodostaa rakennuksen pinnoille kuormitusalueet kuvan (Kuva 4.11) tapaisesti esimerkiksi kuvassa (Kuva 4.16) esitetyllä menetelmällä. Tämä menetelmä perustuu suoraan interpolointiin viereisten mittauspisteiden välillä. Menetelmän tarkkuus riippuu luonnollisesti sekä mittauspisteiden tiheydestä, että kuormitusalueiden koosta.

Vasteiden määrittelyn lisäksi on paikallisten paineiden käsittely merkittävä osa tuulimitoitusta. Seuraavaksi kuvassa (Kuva 4.17) on käsitelty paikallisten paineiden esiintymisen todennäköisyyden määrittelyä lähteessä [17] esitetyllä tavalla. Vaikka tässä käsitellään paikallisen paineen esiintymistä ja sen ylittymisen todennäköisyyttä, voidaan vastaavaa analyysiä luonnollisesti toteuttaa myös muihin vastemäärittelyksiin, kunhan käytetään tarkasteltavia ilmiöitä vastaavia jakaumia.



Kuva 4.17 Kuvassa on havainnollistettu mitoituspaineiden esiintymisen todennäköisyyden laskentaa. [17, s.37]

Kuvassa (Kuva 4.17) on esitetty graafisesti tuulenpainneiden esiintymisen todennäköisyyden laskentaa, eli tapahtumien ennustamista. Kuvasta on helppo ymmärtää tutkittavan ongelman monimutkaisuus ja siihen liittyvän laskennan paljous. Esimerkiksi kohdassa (Kuva 4.17a) huomataan tarkasteluun liittyvän ensimmäiset muuttujat, eli tuulen suunta ja tarkasteltavan pisteen sijainti rakennuksen pinnalla. Kohdassa (Kuva 4.17b) nähdään esitys kolmannesta muuttujasta, eli tuulennopeuden vaihtelevasta komponentis-

ta, joka on seuraavaksi normalisoitu vertailupaineen suhteen. Kuvassa (Kuva 4.17c) normalisoitu paine kerroin on esitetty polaarikoordinaatistossa suunnan funktiona. Nämä vastaavat siis tuloksia, jotka saadaan tuulitunnelikokeista. Seuraavassa kohdassa (Kuva 4.17f) on edellinen tulos muunnettu tarvittavaksi tuulennopeudeksi, jotta tarkasteltavaan kohtaan muodostuu jokin tietty paine, esimerkiksi 1 kPa, joka on siis tässä valittu yhdeksi tarkkailtavaksi vertailupaineeksi. Samanlaiset kuvaajat voidaan määrittää muillekin paineille vastaavasti. Kun tämä tieto integroidaan paikan tilastollisen tuulennopeusjakauman (Kuva 4.17d) kanssa, saadaan tilastollinen todennäköisyys tämän paineen ylittymiselle. Kohdan (Kuva 4.17g) kaava ilmoittaa siis aikaosuuden, jolla tämä paine ylittyy, mutta ei ilmoita kuinka usein tämä tapahtuu. Toisin sanoen luvusta ei selviä tapahtuuko se yhdellä hetkellä vai usealla lyhyellä hetkellä. Tämän selvittämiseen tarvittavaa tarkastelua kutsutaan keskiarvon ylitykseksi (*eng. up-crossing method*), jonka kaavan johtaminen on esitetty useassa lähteessä, esimerkiksi [17, s.35]. Lopullinen kaava on esitetty kohdassa (Kuva 4.17h). Kaavasta saadaan siis tapahtuman vuosittainen ylittymisen todennäköisyys suunnasta riippumatta. Tästä voidaan taas muodostaa paineen esiintymisen todennäköisyysjakauma (Kuva 4.17i) eri toistumisjaksoilla. [17, s.34–36] On kuitenkin syytä huomata, että up-crossing –laskentaa varten vaaditaan mitaustuloksista johdettuja tilastollisia lukuarvoja, kuten tuulen suunnan ja nopeuden muutostiheyden itseisarvojen keskiarvot. [43, s.3]

Rakennukseen kohdistuvaa kuormitusta ja paikallisia paineita voidaan korjata normimitoituksen antamiin tuloksiin testauksen perusteella. Eurokoodissa ei anneta erityisiä ohjeita siitä, miten paljon rakennukseen kohdistuvaa kuormaa voidaan pienentää normiarvoista tuulitunnelitestauksen perusteella. ASCE:n normeissa on annettu ohjearvoksi, että normimitoituksen arvoja voidaan vähentää minimissään 80 %:iin tuulitunnelitestauksen perusteella. Ohjearvosta voidaan kuitenkin poiketa, mikäli voidaan osoittaa että alempi tuulenpaine johtuu rakenteen muodosta eikä esimerkiksi viereisten rakennusten tuomasta suojasta. [8, s.331]

4.4 Rakennuksen laskentamallin määrittäminen

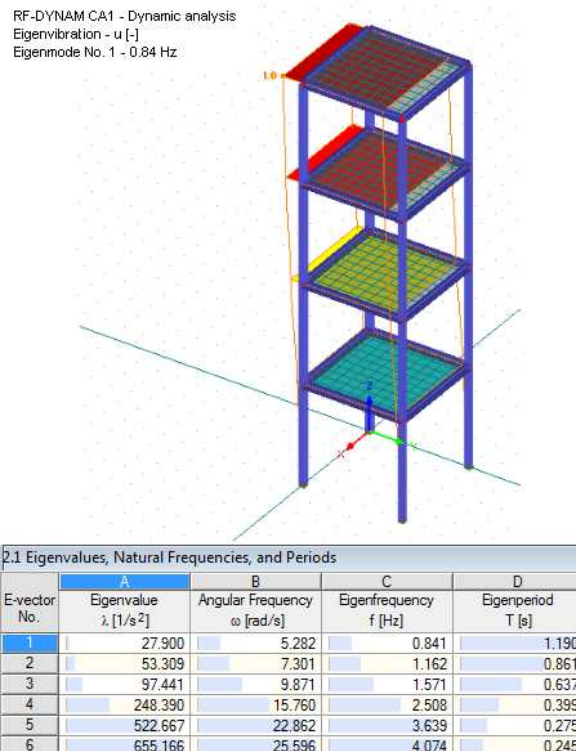
Rakennesuunnittelussa yleisesti käytettävää elementtimenetelmään perustuvaa laskentaa voidaan luonnollisesti käyttää myös rakenteen dynaamisten ominaisuuksien ja vasteen määrittämiseen. Laskennassa luotavasta elementtimallista voidaan selvittää ominaisarvoanalyysin kautta rakenteen ominaismuodot ja -taajuudet. Näitä tietoja taas voidaan käyttää vasteen laskennassa joko vastespektrimenetelmällä tai suoralla aikaintegroinnilla. Joissakin elementtilaskentaohjelmistoissa ovat kyseiset dynaamiset tarkastelut sisällytetty ohjelmistoon. Tässä luvussa käytetään esimerkkinä elementtimallin luomiseen Dlubal-ohjelmistoyhtiön RFEM-elementtilaskentaohjelmaa ja dynaamisiin tarkasteluihin sen RF-DYNAM-lisäosaa.

Liitteen 2 laskelmissa on esitetty keinoja yksinkertaisten systeemien matemaattiseen tarkasteluun. Käytännön laskennassa erilaiset laskentapohjat ovat kuitenkin työläitä ja monimutkaisia muodostaa, koska rakenteiden mallit ovat usein todella monimutkaisia ja sisältävät useita tuhansia vapausasteita. Tietyissä tilanteissa, kuten yksittäisissä rakenteosissa tai yksinkertaisissa rakenteissa, voi kyseinen laskentatapa olla käytännöllinen jos halutaan saada yksityiskohtaisia tuloksia ja halutaan käyttää tiettyjä tarkastelutapoja. Tässä luvussa keskitytään kuitenkin ohjelmistopohjaiseen elementtilaskentaan.

4.4.1 Rakennusten dynaamiset ominaisuudet

Rakenteen staattisissa lujuus- tai vakavuustarkasteluissa voidaan elementtimalli muodostaa niin sanotusti ylikonservatiivisesti, eli voidaan tehdä oletuksia varmalle puolelle. Dynaamisissa käyttö- ja murtorajatilien tarkasteluissa on kuitenkin rakenteen todellisten käyttäytymisen mallintaminen analyysimalliin erityisen tärkeää, koska rakenteen vaste riippuu suuresti sen ominaisuuksista ja vaimennuksesta. Käytännössä mahdollinen ”ylimitoitus” tarkoittaa esimerkiksi rungon toimintaan liittymättömien rakenteiden tuoman jäykkyyden huomiotta jättämisen. Elementtimallista saatetaan näin saada harhaanjohtavia tuloksia, jos malli oletetaan joustavammaksi kuin rakennus todellisuudessa on. Lisäksi betonirakenteissa saatetaan betoni olettaa täysin halkeilleeksi jo alkutilanteessa, jolloin mallinnettu jäykkyys on todellisuutta paljon pienempi.

Jäykkyyden lisäksi myös massa ja vaimennussuhde ovat rakennuksen käytön myötä muuttuvia ominaisuuksia. Rakennuksen massa riippuu luonnollisesti muuttuvien kuormien määrästä ja mahdollisista muutoksissa rakennuksen tiloissa tai rakenteissa. Suomen olosuhteissa on tilojen hyötykuormien lisäksi myös syytä muistaa lumen vaikutus kokonaismassaan, sillä laajoissa rakennuksissa lumen määrä voi vaikuttaa kattorakenteen massaan merkittävästi. Lisäksi rakenteen sisäisen vaimennuksen ominaisuudet muuttuvat ajan myötä. Esimerkiksi halkeillut betoni on sisäiseltä vaimennukseltaan parempi kuin halkeilematon. Epälineaarista rakenteista on kerrottu tarkemmin kohdassa 4.4.3.



Kuva 4.18 Rakenteen elementtimallista voidaan määrittää rakenteen dynaamiset ominaisuudet nopeasti erilaisille massan, jäykkyyden ja vaimennuksen variaatioille. Eri variaatioiden avulla voidaan taas määrittää vaihteluvälit ominaistajuuksille sekä vastaavasti vasteille. Kuva RFEM-ohjelmistosta.

Valmiin rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien epävarmuuksien vuoksi onkin hyödyllistä tarkastella erilaisia variaatioita rakenteen ominaisuuksista. Tarkastelun tuloksena voidaan saada rakenteen jäykkyyden ja massan arvot tiettyjen lukuarvojen välille. Näin voidaan laskea myös rakenteen ominaistajuuksudet vaihteluvälille tietyllä tarkkuudella, esimerkiksi $0,4 \pm 0,05$ Hz. Kun tehdään tarkastelu saaduille vaihteluvälin ominaistajuuksille, voidaan arvioida vaihteluvälejä rakenteessa esiintyvälle ekvivalenttikuormalle, taipumalle ja kiihtyvyydelle.

Rakennemallin vaimennussuhteena voidaan käyttää tilanteen mukaan joko mahdollisimman tarkkaa tai ylikonservatiivista lukuarvoa. Esimerkiksi tutkittaessa käyttörajatilan värähtelyjä tuulikuormituksessa, voidaan vaimennussuhteena käyttää pienintä oletettua vaimennussuhdetta, jolloin myös kiihtyvyydsarvot ovat maksimiarvoja. Toisaalta murtorajatilan tarkasteluissa voidaan käyttää paljon suurempaa arvoa, koska suurilla rakenteen heilahteluilla voidaan vaimennussuhteen olevan käyttörajatilan arvoja suurempia, kuten todettiin kohdassa 3.3.3.

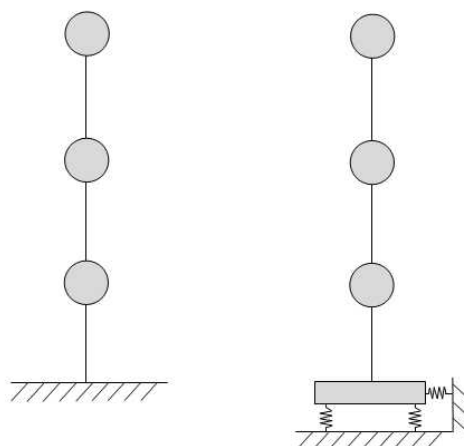
4.4.2 Rakennusten analyysimallin tarkkuus

Tutkimuksessa [55] on esitetty vertailua todellisten rakennusten ja niiden analyysimallien vastaavuudesta. Analyysimallien eroavaisuuksia todellisista mitatuista dynaamisista ominaisuuksista on pyritty selittämään muun muassa liitosten myötäämisellä, muuttuvil-

la kuormilla ja perustusten tuntemattomalla jäykkyydellä. Erityisesti teräsrakenteisissa palkkien ja pilareiden välisissä momenttiliitoksissa tapahtuu yleensä elastisia muodonmuutoksia. [55, s.7] Todellisen jäykkyyden mallintamiseksi täytyy siis myös liitosten todellinen jäykkyys sisällyttää analyysimalliin muodostamalla niistä jousimallit. Käytännön mitoituksessa liitosten jousivakion määrittelylle ei välttämättä ole aikaa, mutta ainakin pääliitostyypit tulisi mallintaa todelliseen jäykkyyteensä.

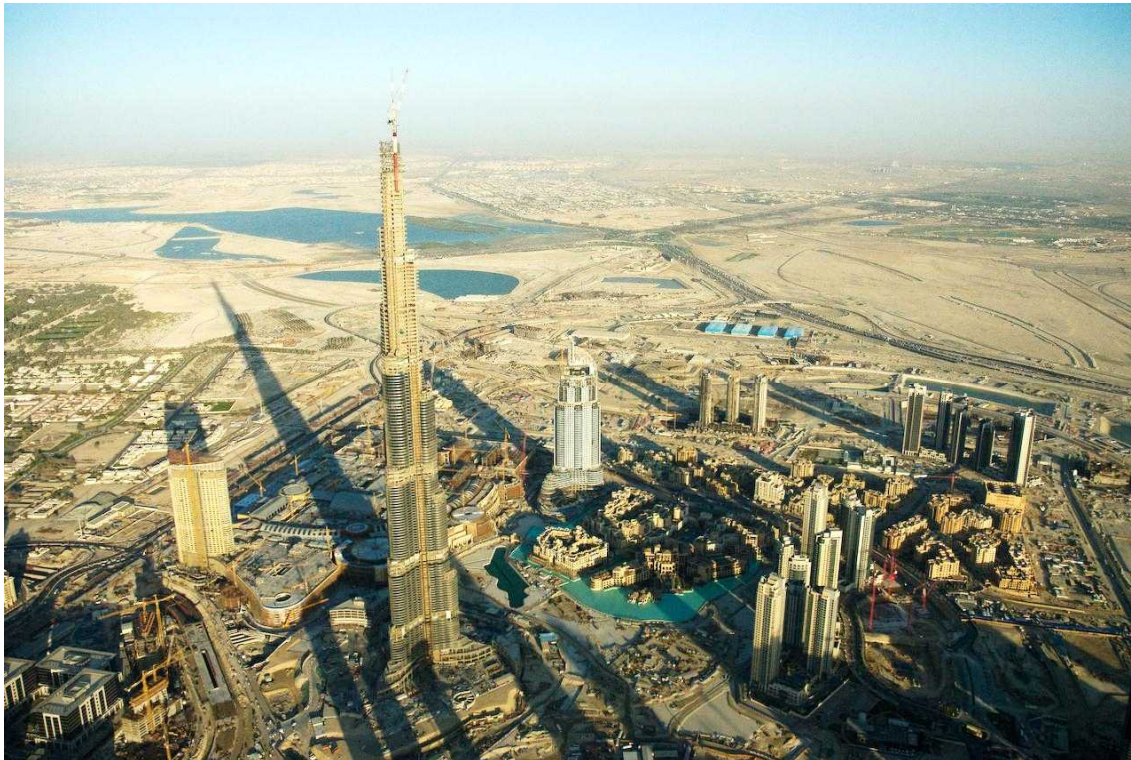
Kyseisessä tutkimuksessa on teräsrunkoisen rakennuksen mittaustuloksista poikkeavat vastearviot arvioitu johtuvan suurilta osin ajan myötä lisääntyneestä muuttuvasta kuormituksesta. [55, s.8] Yksinkertaisella tarkastelulla kaavan (3.2) mukaisesti voidaan todeta rakenteen ominaistaajuuden muuttuvan noin 5 %, kun rakenteen kokonaismassa muuttuu 10 %. Ominaistaajuuden muutos taas vaikuttaa rakenteen suurimpaan vasteseen ja näin ollen myös suurimpiin ekvivalenttikuormiin.

Rakennuksen perustusten liittyminen maahan on myös huomioitava rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien määrittelyssä. Ero jäykästi perustuksiin mallinnetun ja joustuilla mallinnetun rakenteen ominaistaajuudessa on luonnollisesti riippuvainen perustolosuhteista. Suomessa korkeat rakennukset voidaan usein perustaa suoraan kalliolle, jolloin rakennusta voidaan perustustavasta riippuen pitää jopa jäykästi tuettuna, mutta useissa tilanteissa tulisi myös perustusrakenteiden jäykkyyden vaikutus tällöin huomioida. Maanvaraisesti tai paaluille perustettaessa on perustusten jäykkyys luonnollisesti arvioitava vastaavasti.



Kuva 4.19 Esimerkki korkean rakennuksen idealisoidusta analyysimallista jäykästi tuettuna ja jousille tuettuna. Jousilla pyritään mallintamaan perustusten ja maaperän todellista lineaarista jäykkyyttä.

Näiden edellä mainittujen muuttujien lisäksi on monessa rakenteessa myös muita erityispiirteitä, jotka voivat vaikuttaa rakenteen todelliseen käyttäytymiseen ja jotka tulisi näin huomioida. Voidaan kuitenkin olettaa, että yllä mainitut asiat sekä muut selkeä poikkeukset huomioimalla voidaan analyysimallista saada riittävän tarkka kuvaus todellisuudesta, ja että tarkkuus on riittävä moniin sovellutuksiin kun huomioidaan lähtöarvojen vaihteluvälit ja näistä johtuvat tulosten vaihteluvälit.



Kuva 4.20 Kuvassa vielä keskeneräiseen Burj Khalifaan on asennettu rakenteiden jatkuva seuranta järjestelmä, jonka avulla muun muassa rakenteen dynaamisia ominaisuuksia pystytään seuraamaan reaaliaikaisesti. [56]

Vaativimmissa kohteissa, joissa värähtelyominaisuudet tulee tuntea tarkasti, käytetään mallinnettujen arvausten sijaan erillistä mittausta valmistuneesta rakennuksesta tai jopa jatkuvaa tarkkailua. Nykyisistä rakennuksista muun muassa Burj Khalifassa (Kuva 4.20) on käytössä jatkuva rakenteiden ja niiden siirtymien sekä dynaamisten ominaisuuksien tarkkailujärjestelmä. Järjestelmä perustuu kiihtyvyyssantureiden, sääasemien, venymä-puristuma-antureiden ja GPS-järjestelmien verkkoon ja sen tuloksena saadaan muun muassa rakenteen vaste määritettyä reaaliaikaisesti. [57]

4.4.3 Epälineaariset rakenteet

Teräsrakenteiden kohdalla on elementtimallin muodostaminen vastaamaan todellista rakennetta melko selkeää, koska rakenneosien voidaan olettaa toimivan käyttörajatilassa elastisella alueella. Betonirakenteissa saatetaan kuitenkin joutua sen halkeilun vuoksi käyttämään muokattua jäykkyyttä todellisen rakenteen mallintamiseksi. [55, s.6] Redusoidulle jäykkyydelle voidaan alustavassa suunnittelussa käyttää esimerkiksi seuraavia BES 2010 [58, s.2] mukaisia kertoimia niillä osin, missä jäykistävien rakenteiden betonin vetolujuus ylitetään:

Laatat ja palkit	0,35–0,5
Pilarit ja seinät	0,7

Näitä kertoimia käyttämällä saadaan ominaistajuuden vaihteluväli, samoin kuin vaihtele-
van massan tapauksessa. [58, s.2] Tutkimuksessa [55], jossa vertailtiin valmistuneiden
rakennusten todellista vastetta ja niiden laskentamalleja, on päädytty laskentamallin
teräsbetonisen jäykisteseinän aukkopalkeissa käyttämään kerrointa 0,5 elastiselle taivu-
tusjäykkyydelle ja kerrointa 0,2 elastiselle leikkausjäykkyydelle. Teräsbetoni-
laatalle käytettiin kerrointa 0,5 elastiselle jäykkyydelle. Näillä muutoksilla pyrittiin mallinta-
maan teräsbetoniosien halkeilun jälkeisen käyttäytymisen vaikutusta rakennuksen jäyk-
kyyteen. Mittauksilla todettiin rakennuksen olevan kuitenkin noin 10–25 % mallinnettua
jäykempi. Eron arvioitiin johtuvan aliarvioiduista jäykkyyksistä, eli halkeilua ei ollut-
kaan tapahtunut oletetussa määrin rakennuksen käyttöänsä aikana.

Samassa tutkimuksessa [55] todettiin yhden teräsrunkoisen rakennuksen vasteen vastaa-
van mallinnettua vastetta, mutta samaan aikaan toisen teräsrunkoisen rakennuksen vas-
teen poikkeavan huomattavasti enemmän ennustetusta. Poikkeamien oletettiin johtuvan
edellisessä kohdassa 4.4.2 mainituista seikoista. [55, s.5-6] Voidaan siis todeta raken-
nuksen todellisen käyttäytymisen mallintamisen olevan melko haastava tehtävä ilman
varmistusmittauksia, riippumatta runkomateriaalista.

4.5 Rakennuksen vasteen laskenta ja analysointi

Kun tuulen aerodynaamiset vaikutukset on ratkaistu tavalla tai toisella, yhdistetään tämä
tieto kuormituksena rakenteen analyysimalliin. Rakenteen vasteen laskennassa voidaan
käyttää erilaisia menetelmiä. Periaatteiltaan kaikki perustuvat kuitenkin liike-yhtälöiden
ratkaisemiseen ja satunnaisen värähtelyn analyysiin. Tuloksena saadaan rakenteen eri
kohtien joko liikkeen aikahistoria tai sen tilastolliset tunnusluvut. Nämä tulokset yhdis-
tetään tutkittavan paikan tuulidataan, eli suuntaakohtaiseen nopeuteen ja nopeuksien
esiintymisen todennäköisyyteen. Näin voidaan muodostaa esitys vasteesta eri tuulen-
suunnista.

Käsiteltävistä vastemuodoista rakennemitoituksessa kiinnostavimpia ovat taipumat ja
kiihtyvyydet. Kun on tiedossa tietyn maksimitaipuman tai maksimikihtyvyyden esiin-
tymisen todennäköisyys käyttörajatilan mitoituksessa käytetyllä tarkasteluvälillä, voi-
daan arvioida tulosten kelpoisuutta ja tehdä tarvittavat korjaukset rakenteeseen. Paikalli-
set paineet taas esitetään yleensä dimensiottomina kertoimina rakenteen eri pintojen
välillä. Tulosten esittämistä käsitellään tarkemmin kohdassa 4.5.4.

4.5.1 Spektrianalyysi

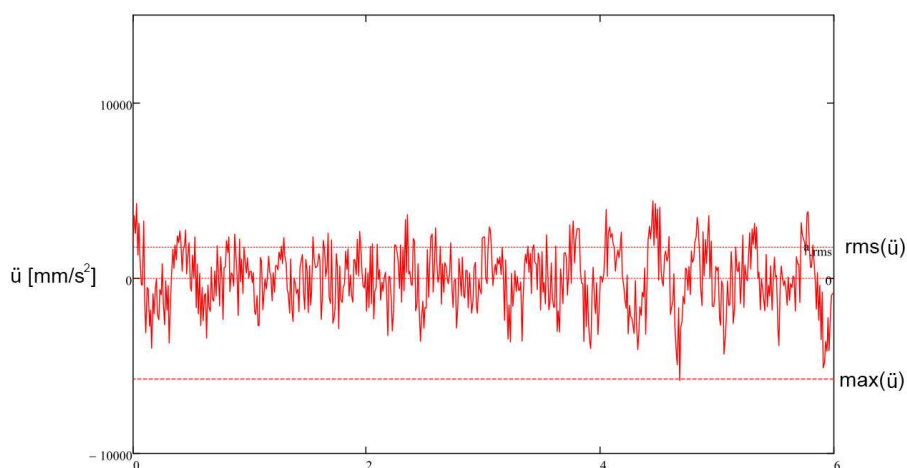
Taajuuden suhteen muodostettavat mitoituspektrit ovat yleinen mitoitus tapa pääosin
suoran aikaintegroinnin vaatiman laskentatehon ja laskennan määrittämisen monimut-

kaisuuden vuoksi. Taajuusavaruudessa määritettävä rakenteen vaste perustuu tuulennopeuden muuttuvan komponentin tiheysspektriin, kuormituksen välittymiseen rakenteeseen ja rakenteen vastespektriin kohdan 3.2 mukaisesti. Menetelmä mahdollistaa tarkastelujen yksinkertaistamisen esimerkiksi niin, että paikan tuulikuormituksesta muodostetaan spektrimuotoinen esitys, josta voidaan tarkistaa rakenteen suurin vaste eri ominaisuuksilla. Näin voidaan määrittää ne ominaisuudet mitä rakennuksella tulee olla, että vasteen vaatimustasot täyttyvät.

Tarkastellessa kuormitusta ja vastetta spektrimuodossa, menetetään kuitenkin osa laskennan tarkkuudesta kun yhdistellään useita stokastisia prosesseja. Tämä johtaa tulosten muokkaamiseen tietyillä painotuskertoimilla suunnitteluvarmuuden saavuttamiseksi, joka taas monimutkaistaa suunnitteluprosessia. Prosessin tarkastelu aika-avaruudessa, eli suora aikaintegrointi, on taas tarkempi, suoraviivaisempi ja läpinäkyvämpi kuin spektrimenetelmä. [49, s.289]

4.5.2 Suora aikaintegrointi

Suoran aikaintegroinnin periaatetta yhden vapausasteen systeemille esiteltiin kohdassa 3.2.3 ja liitteessä 2. Menetelmä perustuu siis dynaamisen kuormituksen jakamiseen impulsseihin ja niiden vaikutusten superpositioon. Lisäksi menetelmään kuuluu satunnaisen kuormituksen analyysi, joka monen vapausasteen ja monen kuormituspisteen systeemeissä on huomattavan monimutkainen. Tässä työssä suoraa aikaintegrointia esitellään vain elementtimallin ohjelmistopohjaisella laskennalla liikeyhtälöiden muodostuksen sijaan. Kuormitushistoria voidaan määrittää esimerkiksi HFFB-, HFBB- tai HFPI-tyyppisillä tuulitunnelimittauksilla.



Kuva 4.21 Suoran aikaintegroinnin tuloksena saatavasta vastehistoriasta voidaan määrittää tilastolliset tunnusluvut, kuten esimerkiksi keskiarvo, neliöllinen keskiarvo sekä maksimit. Näistä voidaan taas muodostaa kuvan (Kuva 4.23) mukainen kuormitussuunnasta riippuva kuvaaja esimerkiksi maksimiarvoista.

Kohdassa 4.3.3 mainittua suoraan aikaintegrointiin perustuvaa analysointimenetelmää HFPI on havainnollistettu esimerkiksi lähteessä [7]. Kyseisessä tutkimusraportissa rakenteen painemittausten avulla muodostettua kuormitushistoriaa sovelletaan rakenteen matemaattiseen malliin. Näin voidaan ennustaa rakenteen vastetta erilaisilla rakennevariaatioilla sekä vaimennusjärjestelmillä ilman että tuulitunnelitestausta tarvitsee toteuttaa aina uudelleen. Lisäksi menetelmä mahdollistaa useiden ominaismuotojen vaikutusten tutkimisen, ja näin ollen myös vääntöväärähtelyn sisällyttämisen kokonaisvasteeseen. [7, s.13]

RFEM-ohjelmiston aikaintegrointia on vertailtu teoriapohjaiseen laskentaan liitteen 3 laskelmissa. Vertailu on tehty satunnaisella kuormituksella yhden vapausasteen systeemiin. Systeeminä on käytetty mahdollisimman yksinkertaista rakennetta, eli ulokepilaria. Väärähtelijän massaksi on oletettu puolet pilarin massasta ja sen päähän on laitettu vaikuttamaan satunnainen kuormitus, jolla simuloidaan tuulen painetta. Vertailun tuloksina saaduissa vasteissa huomattiin pieniä, alle 10 %, eroja. Erojen voidaan olettaa johtuvan numeerisessa laskennassa tehdyistä yksinkertaistuksista sekä differentiaaliyhtälöiden ratkaisutapojen erilaisuudesta.

Voidaankin todeta, että esimerkiksi kyseistä HFPI-menetelmää voidaan soveltaa hyvin monipuolisesti erilaisiin tarkasteluihin. Edellytyksenä tässä on kuitenkin se, että tuulitunnelilaboratoriossa on käytettävissä vaadittava korkeataajuuksinen ja monikanavainen painemittausjärjestelmä. Mikäli käytössä on tästä mittauksesta saatu painehistoria, voidaan kyseinen tieto muuttaa kuormitushistoriaksi analyysimallin solmukohtiin ja simuloida tarkasti rakenteen vastetta kyseisessä tuulessa. Tuloksena saadaan luonnollisesti kaikki mitoituksessa tarvittavat lukuarvot paikallisista paineista, kokonaiskuormituksista, taipumista sekä kiihtyvyyksistä.

4.5.3 Ekvivalentti staattinen kuormitus

Kokonaiskuormituksen kannalta tärkein dynaamisesta kuormitustarkastelusta saatava lukuarvo on rakenteen taipuma. Suurinta taipumaa ja taipumien neliöllistä keskiarvoa verrataan sallittuihin taipumarajoihin, joita käsiteltiin esimerkiksi kohdassa 2.2.3. Lisäksi taipumasta voidaan johtaa ekvivalentti staattinen kuorma eli suurin kaatava voima, jonka perusteella voidaan taas mitoittaa rakennuksen runko sekä tarkastella stabiliteettia ja toisen kertaluvun vaikutuksia.

Staattinen kuormitus määritetään joko vaakamittausten perusteella tuulitunnelitestauksissa tai analyttisesti kirjallisuuden kaavojen avulla. Staattinen ekvivalenttikuorma voi siis muodostua taustavasteesta tai lisäksi resonanssivasteesta. Käytännön mitoituksessa dynaamisen tarkastelun tuloksena käytetäänkin vain niin sanottua dynaamista kerrointa, jolla rakenteen pinnoille määritetyt paikalliset paineet tai kokonaiskuormitus kerrotaan. Dynaaminen kerroin siis määritetään dynaamisen kuormituksen aiheuttamaa taipumaa

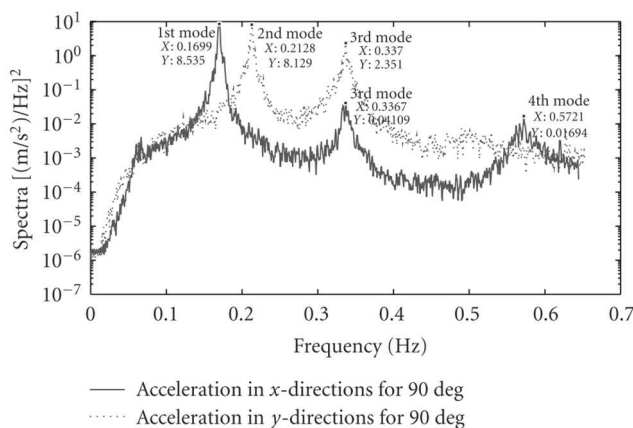
vastaavan ekvivalentin staattisen kuorman suhteesta staattisen kuormituksen aiheuttamaan taipumaan.

Lopullinen staattinen kuormitus lasketaan vaikuttavaksi rakenteen eri puolille normaalin kuormayhdistelyn periaatteilla. Tuulikuormituksessa voidaan joutua soveltamaan totuttua muuttuvien kuormien jakautumista, mutta periaatteena on kuitenkin epäedullisten kuormitustilanteiden etsiminen ja näiden todennäköisyyksien arviointi. Kuormitusten yhdistely ja varmuuskertoimet määritellään kuitenkin käytettävien normien mukaan.

4.5.4 Vasteen tulosten käsittely ja esittäminen

Kun rakenteen vasteet ja paikalliset paineet on määritetty kokeellisten tai laskennallisten menetelmien kautta, täytyy tulokset analysoida ja esittää mahdollisimman käyttökelpoisessa muodossa. Tavoitteena tulosten esittämisessä on niiden helppo soveltaminen käytännön suunnitteluun sekä oleellisten mitoitusongelmien huomiointi.

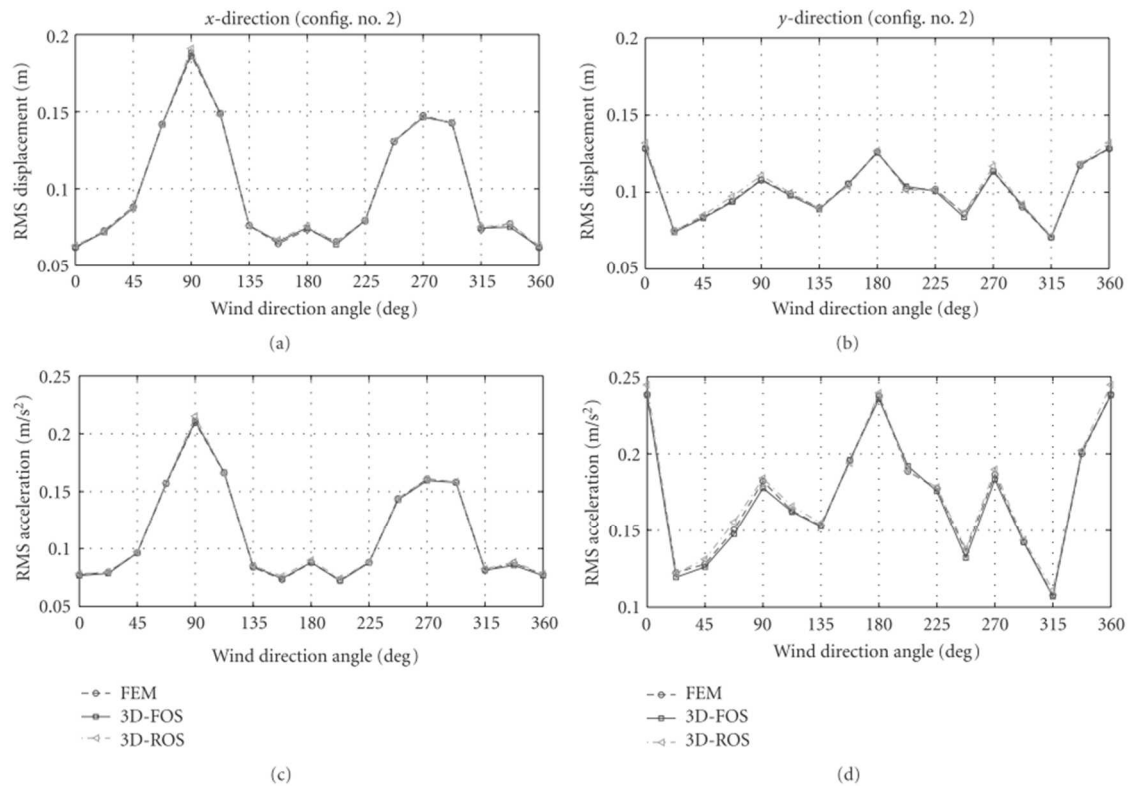
Kuvassa (Kuva 4.22) on esitetty esimerkkikaavio rakenteen lasketusta vastespektristä. Kaavion perusteella voidaan selvästi nähdä eri ominaistaajuuksien aiheuttama resonanssi kahdessa eri suunnassa. Kun taas vastaavassa kaaviossa esitetään sama kaavio vaikapa eri vaimennussuhteella, voidaan selkeästi osoittaa sen vaikutusta rakenteen vasteeseen resonanssin alueilla.



Kuva 4.22 Vasteen määrittelytuloksia voidaan esittää esimerkiksi kuvan mukaisesti spektrimuodossa. Kuvassa on esitetty kahden eri värähtelysuunnan kiihtyvyysarvot eri värähtelytaajuuksilla. [7, s.6]

Kuvassa (Kuva 4.23) on esitetty tietyn rakenteen taipuman ja kiihtyvyyden neliölliset keskiarvot suunnan funktiona. Tässä esitysmuodossa voidaan selkeästi havainnollistaa laskennan tuloksia, joissa on yhdistetty suuntakohtainen tuuli sekä rakenteen ominaisuudet. Esityksen perusteella voidaan esimerkiksi tunnistaa ongelmalliset suunnat ja tehdä mahdollisesti tarvittavat rakennemuutokset vastaavasti. Tähän esitysmuotoon kuuluu myös tarkasteltavan tuulennopeuden ja sen esiintymisen todennäköisyyden määrit-

täminen. Samankaltaisia suuntakohtaisia tuloksia voidaan esittää myös polaarikoordinaatistossa, kuten kuvassa (Kuva 4.17) on tehty.



Kuva 4.23 Värähtelyvasteen tulokset esitetään yleensä suunnan suhteen, jolloin kuvaajasta voidaan tunnistaa selvästi värähtelylle herkäät tuulensuunnat. Näin voidaan tunnistaa myös ongelmakohdat ja muokata rakennetta vastaavasti kunnes sallitut vasterajat alittuvat. [7, s.7]

Tilastollista tarkastelua vaativat myös väsymislaskelmat. Rakenteen väsymistä voidaan arvioida esimerkiksi määrittämällä erilaisia kuormitustapauksia sekä niiden vastaavaa esiintymistiheyttä. Syklisessä kuormituksessa, kuten pyörrerataherätteessä, voidaan esimerkiksi arvioida tapahtumien esiintymisen toistumisväli, toistumisen aikana tapahtuvien kuormitus syklien lukumäärä ja näiden perusteella rakennuksen käyttöaikana esiintyvät kuormituskerrat. Näin voidaan laskea tarvittava rakenteellinen lisävarmuus rakenteen väsymisen vuoksi.

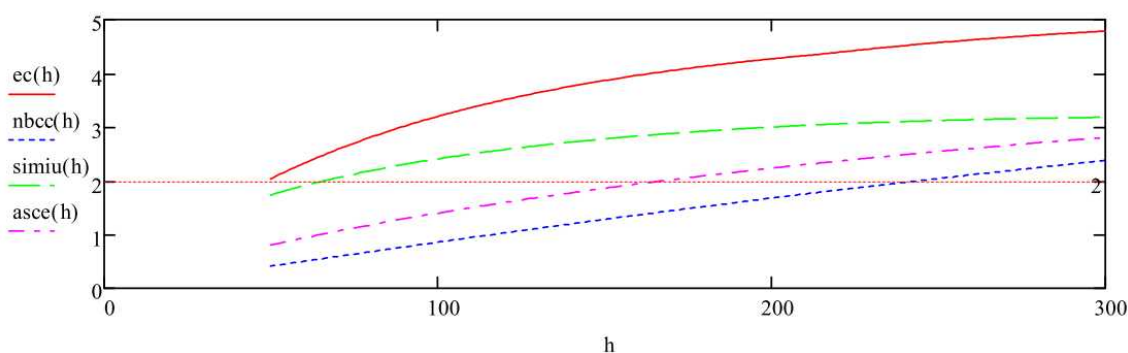
4.5.5 Vasteen normimitoitus

Työn liitteessä 4 on esitetty rakenteen suurimpien kiihtyvyyksien määrittelyä eri tavoilla. Vertailun vuoksi tuloksia on esitetty rakenteen suurimman korkeuden funktiona eri menetelmillä. Menetelminä on käytetty Eurokoodin EN1991-1-4 kohtaa E1.5.2 [1, s.204], Kanadan NBCC:a [8, s.312], Simiu & Scanlan kirjassa [14, s.336 ja s.344] esitettyjä menetelmiä, ASCE:n menetelmää [8, s.297] tuulensuuntaiselle vasteelle sekä

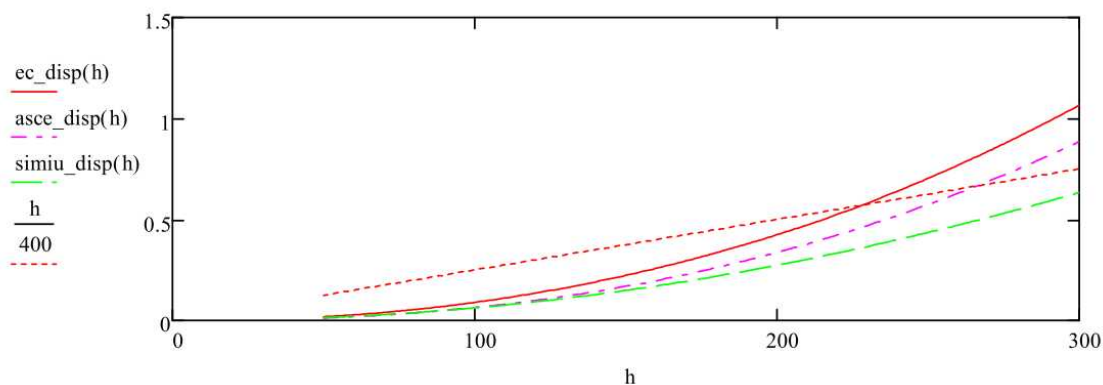
lähteessä [4, s.137] esitettyä Australian vanhan standardin mukaista menetelmää poikittaisen vasteen laskentaan.

Kuvissa (Kuva 4.24) ja (Kuva 4.25) on esitetty kiihtyvyyssarvoja rakenteelle, jonka poikkileikkaus on 30 x 30 metriä, massatiheys 190 kg/m^3 ja paikan perustuuli on 30 m/s sekä maastoluokkana rannikkoalue. Perustuulen korkea lähtöarvo on valittu erojen havainnollistamiseksi. Pystyakselille merkitty 2 % viiva kuvastaa rajaa, jonka ylittyessä on syytä suorittaa tarkempia tarkasteluja.

Tuulensuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



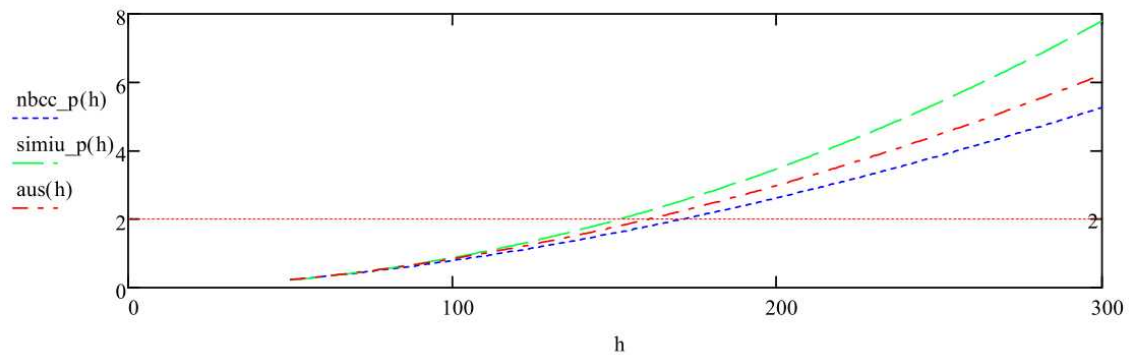
Tuulensuuntaiset maksimitaipumat huipulla [m]



Kuva 4.24 Kuvassa on esitetty rakenteen suurin tuulensuuntainen kiihtyvyys ja taipuma huipulla laskettuna eri menetelmillä liitteen 4 mukaisesti. Taipuman kuvaajassa on esitetty myös $h/400$ raja-arvo.

Vaikka eri menetelmien tuloksissa on selviä eroja, tuloksia voidaan pitää pääosin yhtenevinä ja kohtalaisena tarkistuskeinona tarkempien tutkimusten tarpeellisuutta arvioitaessa. Tulosten perusteella on selvää, että esimerkiksi tuulensuuntaisessa värähtelyssä Eurokoodin mukaista mitoitusta voidaan pitää hyvin konservatiivisena muihin menetelmiin verrattuna. Suomen oletustuulioloissa, eli 21 m/s perustuulella, laskentamenetelmät antavat miltei aina kiihtyvyyssarvojen tuloksia alle 2 % rajan alle 200 metrin rakennuksilla.

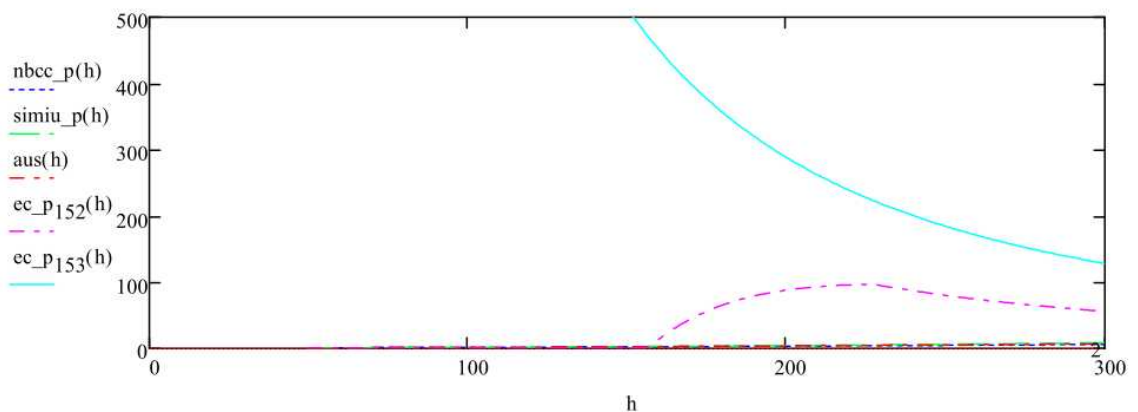
Poikkisuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



Kuva 4.25 Kuvassa on esitetty rakenteen suurin tuulen suuntaan nähden poikkisuuntainen kiihtyvyys laskettuna eri menetelmillä liitteen 4 mukaisesti.

Poikkisuuntaisen värähtelyn arviointi on osoittautunut melko hankalaksi useiden lähteiden perusteella. Näin ollen myös poikkisuuntaisen värähtelyn normimitoitukseen tulisi suhtautua varauksella. Monet rakennusnormit tai ohjeet, kuten esimerkiksi ASCE, eivät tarjoakaan laskentamenetelmiä poikkisuuntaisen vasteen laskentaan. Kuvassa (Kuva 4.25) on esitetty tuloksia eri menetelmistä, joita voidaan pitää melko yhtenevinä.

Poikkisuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



Kuva 4.26 Eurokoodin EN1991-1-4 E1.5.2 ja E1.5.3 laskentamenetelmät poikittaiselle värähtelylle antavat hyvin epäjohdonmukaisia tuloksia ja niitä ei tästä syystä ole huomioitu liitteen 4 vertailussa.

Poikkisuuntaisessa värähtelyssä Eurokoodin menetelmät ovat tuloksiltaan hyvin poikkeavia muista laskentamenetelmistä. Eurokoodin E1.5.2 laskentamenetelmän kuvaaja on kuvan (Kuva 4.26) mukainen askelfunktio, joka saa nollaa suurempia arvoja vasta tiettyjen ehtojen täyttyessä. Laskentamenetelmässä E1.5.3 tulokset ovat myös hyvin poikkeavia ja jopa epäloogisia, mutta käytetty kaava on esitetty samassa muodossa myös lähteessä [12], joten voidaan olettaa, ettei kyse ole vain painovirheestä. Eurokoodin mukaista laskentaa ei ole sisällytetty liitteen 4 tuloksiin niiden epäjohdonmukaisuuden vuoksi, mutta kuvassa (Kuva 4.26) on esitetty menetelmien kuvaaja korkeuden

funktiona. Tulosten poikkeavuuden vuoksi voidaan olettaa, että Eurokoodin laskentamenetelmät ovat mahdollisesti tarkoitettu vain erittäin hoikille rakenteille kuten savupiipuille tai mastoille, jolloin rakennusten dimensioilla niiden tulokset eivät ole todennukaisia.

4.6 Eurokoodin mukainen värähtelymitoitus

Kuten aikaisemmin tässä työssä on todettu, ovat korkeiden rakennusten värähtelyn parametriset arviointimenetelmät karkeita ja useimpiin tapauksiin sovellettuna epätarkkoja. Myös Eurokoodin tuulikuormitusta käsittelevän osan, EN1991-1-4, mukaisessa tuulimitoituksessa on monia ilmiöitä ja laskentamenetelmiä yksinkertaistettu ja sen tuloksia voidaan pitää vain suuntaa-antavina. Vaikka Eurokoodimitoitus soveltuu suurimpaan osaan Suomeen suunniteltavista rakennuksista, korkeiden rakennusten kohdalla karkean yleistyksen vuoksi tulee usein tilanteita joihin Eurokoodista ei löydy vastausta tai laskentamenetelmiä ei voida soveltaa. Näissä tapauksissa tarvitaankin yleensä kokeellista mitoitusta, jota käsitellään Eurokoodin osalta tämän työn kohdassa 4.6.1.

Eurokoodin mukaan [59] dynaamisten kuormien vaikutukset voidaan huomioida joko ominaiskuormiin sisällytettynä tai ominaiskuormat dynaamisilla suurennuskertoimilla kerrottuna. Lisäksi lähteessä [59, s.62] mainitaan, että kun dynaamiset kuormat saavat aikaan merkittävän kiihtyvyyden, rakenne analysoidaan dynaamisena järjestelmänä. Vaikka tuulikuormitusta käsittelevässä kohdassa EN1991-1-4 annetaan keinoja kiihtyvyyksien ja värähtelyn amplitudien laskentaan, todetaan yleisessä osassa EN1990 kuitenkin käyttörajan vaatimusten täyttämiseksi voitavan käyttää myös ominaistajuuden rajoittamista tietyn rajan alapuolelle. Tätä alinta ominaistajuutta ei lähteessä [59] määritellä, vaan se sovitaan tapauskohtaisesti. Dynaamisesta kuormituksesta todetaan myös, että ne voidaan tarvittaessa ilmaista aikahistorioiden avulla tai taajuusavaruudessa ja rakenteen vaste määrittää näitä vastaavilla menetelmillä. [59]

Esittelytarkoituksessa on liitteessä 1 laskettu Eurokoodin mukaan lineaarisen sylinterirakenteen tuulensuuntaista ja poikkisuuntaista värähtelyä. Laskuesimerkissä ei ole käyty läpi kaikkia mahdollisia tilanteita, vaan esitetty yksinkertaisen esimerkin tuloksia. Tässä kappaleessa esitellään taustoja laskelmissa esiintyville menetelmille ja kommentteja käytännön mitoitukseen liittyen.

1. Lähtötiedot

Eurokoodin mukaista tuulimitoitusta voidaan soveltaa korkeintaan 200 metriä korkeisiin rakennuksiin. Lisäksi on syytä huomioida että Eurokoodin mukaista värähtelymitoitusta ei voida käyttää silloin kun vääntövärähtely on mitoittava tai silloin, kun värähtelyssä myös muu kuin ensimmäinen ominaismuoto on huomioitava. [1, s.16] Lisäksi Eurokoo-

dissa oletetaan massa ja jäykkyys tasaisesti jakautuneeksi, joten käytännössä hyvin monet rakennukset vaativat tarkempaa numeerista analyysiä vasteen määrittelyyn Eurokoodimitoituksen sijaan. Eurokoodimenetelmä soveltuu käytännössä lineaaristen sylinterirakenteiden tarkasteluun, mutta vain jos muodon aerodynaamiset ominaisuudet ovat saatavilla joko taulukoista tai kokeellisia menetelmiä käyttäen (ks. kohta 4.6.1).

Eurokoodimitoituksessa käytetty tuulennopeuden modifioimaton perusarvo vastaa 0,02 todennäköisyydellä vuosittain esiintyvää tuulen nopeuden korkeinta 10 minuutin keskiarvoa kymmenen metrin korkeudella mitattuna. Lähtötiedoissa käytettäviä arvoja varioimalla voidaan tarkastella tulosten herkkyyttä sekä eri lähtötietojen vaikutusta tuloksiin. Lähtötiedoissa kysytyn alimman ominaistajuuden arvona tulisi käyttää tarkkaa arvoa likiarvon sijaan. Lisäksi rakenteellista vaimennussuhdetta ei tule yliarvioida.

2. Puuskanopeuspaine

Tuulen staattista kuormitusta kuvaa Eurokoodissa puuskanopeuspaine, joka sisältää sekä tuulen perusarvon että lyhytaikaisten vaihteluiden eli turbulenssin vaikutukset. Puuskanopeuspaine riippuu tarkasteltavasta korkeudesta sekä tuulen yläpuolen maastosta. Tuulen nopeuden korkeussuuntaiseen jakaumaan, nopeusprofiiliin, vaikuttaa käytettävä maastoluokka. Aiheesta on kerrottu tarkemmin tämän työn kohdassa 2.1.1. Maastoluokkiin liittyen on syytä huomata, että Suomen kansallisessa liitteessä on annettu ohje, jonka mukaan maastoluokassa 0 tulee käyttää rosoisuuskerrointa k_r arvolla 0,18. Viereisen maaston vaikutukset puuskanopeuspaineeseen lasketaan tarkemmin EN1991-1-4 liitteen A mukaisesti.

$$\rho = \frac{353}{T} e^{-0.00012H} \quad (4.4)$$

jossa	ρ	on ilman tiheys (kg/m^3)
	T	on ilman absoluuttinen lämpötila (K)
	H	on rakennuspaikan korkeus merenpinnasta (m)

Lisäksi Suomen kansallisessa liitteessä mahdollistetaan ilman tiheyden tarkempi arvioiminen lämpötilan suhteen kaavan (4.4) mukaisesti. Erityisen kylmissä olosuhteissa ilman tiheys voi kasvaa suositusarvoon $1,25 \text{ kg/m}^3$ nähden jopa kaksikymmentä prosenttia. Tämä on huomioitava siitäkin syystä että Suomessa kovat tuulet ajoittuvat yleensä talvikauteen. Lisäksi alailmakehän suihkuvirtauksia aiheuttava lämpötilainversio esiintyy usein talvisin. [1, kansallinen liite] Tuulen nopeusprofiilin laskenta ei varsinaisesti liity värähtelyn arviointiin, mutta laskentaesimerkissä on laskettu myös tuulen kokonaiskuormitus.

3. Voimakerroin

Rakenneosiin ja rakennekokonaisuuksiin vaikuttavien voimien laskennassa voidaan paineiden resultantti laskea voimakertoimen avulla tai pintoihin vaikuttavien paineiden summana. Tuulen kokonaisvaikutuksen määrittelyssä rakennukseen voidaan puuskano-peuspaineen arvot korkeuden suhteen summata ja kertoa voimakertoimella c_f . Vaihtoehtoisesti kuormien resultantti voidaan laskea rakennekokonaisuuden painekertoimien c_{pe} ja c_{pi} avulla. Paine kertoimien avulla laskeminen on suositeltavaa varsinkin onnettomuustilanteiden ja rakennustyön aikaisten kuormitusten laskelmissa, koska niissä täytyy huomioida myös sisäpuolinen paine.

4. Rakenteen ominaisuudet

Rakenteiden dynaamiset ominaisuudet määritellään EN1991-1-4 liitteen F mukaisesti. Eurokoodin mukaiset rakenteiden dynaamisten ominaisuuksien määritykset soveltuvat vain lineaarisesti toimiville rakenteille. Yli 50 metriä korkeille rakenteille tarkoitettu likiarvo alimmasta ominaistajuudesta (ks. liite 1, kohta 1) on karkea yleistys ja se soveltuu käytettäväksi vain jos rakennuksen pohja on suorakaiteen muotoinen, ulkoseinät pystysuorat sekä jäykkyys ja massa lineaarisesti jakautuneet. Eurokoodissa on esitetty myös toinen likiarvokaava [1, kaava F.2]:

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{x_1}} \quad (4.5)$$

jossa g on maan vetovoiman kiihtyvyys = 9,81 m/s²
 x_1 on suurin siirtymä [m] oman painon vaikuttaessa värähtelyn suuntaan

Eurokoodin tuulikuormien liitteessä F arvioidaan myös rakenteen ensimmäistä ominaismuotoa karkeasti rakenteen kuvauksen perusteella. Ominaismuodon kaavassa (4.6) [1, kaava F.13] muuttujana olevan eksponentin suuruus määritellään sanallisilla vastavuuksilla, mikä voi johtaa tulkintaongelmiin monissa tapauksissa. Värähtelyn tarkastelut tehdään kuitenkin yleensä vain rakenteen ylimmässä pisteessä, joten ominaismuodolla ei siten ole vaikutusta useimpiin tuloksiin.

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad (4.6)$$

jossa ζ on ominaismuodon eksponentti Eurokoodin kohdan F.3 mukaan

Liitteessä F laskettava ekvivalentin massan kaava mahdollistaa epälineaarisen massan jakautumisen korkeussuunnassa. On kuitenkin huomioitava, että tämän kaavan [1, kaava

F.14] tuloksiin vaikuttaa ominaismuodon eksponentti, mikäli massa ei ole tasaisesti jakautunut. Samassa kaavassa jakoviivan yläpuoli vastaa modaalimassaa.

Rakenteen vaimennussuhteen määrittäminen on hyvin hankalaa laskennallisesti, kuten aikaisemmin tässä työssä on todettu. Eurokoodin tuulikuormien liitteessä F on taulukoitua ensimmäisen ominaismuodon sisäisen vaimennuksen arvoja erilaisille rakenteille [1, taulukko F.2]. Arvot ovat esitetty logaritmisin dekrementin muodossa, joka siis eroaa rakenteen vaimennussuhteesta. Vaimennuksen logaritmisin dekrementin, ja paljon useammin alan kirjallisuudessa käytetyn vaimennussuhteen, suhde on:

$$\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (4.7)$$

jossa ζ on vaimennussuhde, $\zeta = \frac{c}{c_{cr}}$
 δ on vaimennuksen logaritminen dekrementti

Mikäli tarkempia arvioita ei ole saatavilla käytettävästä runkotyypistä, voidaan taulukon arvoja pitää alustavina arvoina suunnittelun pohjaksi. Todellisuudessa vaimennussuhteet voivat erota huomattavasti taulukoiduista arvoista rakenteesta riippuen, kuten on todettu kohdassa 3.3.3. Laskelmissa on huomioitu myös aerodynaaminen vaimennus, joka voi joissakin tapauksissa muodostua merkittäväksikin. Lisäksi kokonaisvaimennukseen voidaan lisätä vaimennuslaitteista saatava vaimennussuhde.

5. Rakennekerroin

Rakennekertomella $c_s c_d$ huomioidaan se, että tuuli vaikuttaa eri tavalla erilaisiin rakennuksiin. Rakennekertoimen osa c_s huomioi rakenteen muodon vaikutuksen tuulen kuormittavuuteen ja osa c_d tuulen puuskaisuuden, eli dynaamisen kuormituksen, vaikutuksen rakenteen kokonaiskuormitukseen. Korkeiden rakennusten kohdalla rakennekerroin tulee laskea yksityiskohtaisella menetelmällä, mikäli rakennus on hoikka tai sen korkeus on yli 100 metriä. Muutoin voidaan sille käyttää arvoa 1,0. Yksityiskohtaista laskentamenetelmää voidaan soveltaa vain, mikäli rakennuksen muoto vastaa yleistä muotoa, eli tässä tapauksessa suorakaidesylinteriä, ja ylempien värähtelymuotojen osuus vasteeseen on merkityksetön.

Dynaamisen osuuden laskennassa keskimääräisen puuskan kokoa kuvaava funktio L perustuu tuulen turbulenttisuuden määrittämisessä yleisesti käytettyyn tiheysfunktioon. Laskelmissa esiintyvä kerroin B huomioi pyörteiden eriaikaisen vaikutuksen rakennuksen pinnoilla. Muuttujan B tilannetta voi kuvata niin, että mitä pienempi arvo, sen vähemmän pinnalla vaikuttaa koko alalle vaikuttavia suuria pyörteitä. Kerroin R taas kuvastaa rakenteen värähtelymuodon kanssa resonanssissa esiintyvän turbulenssin määrää. Laskenta perustuu rakenteen ominaistajuuteen ja vastaavien taajuuksien esiintymiseen. Taajuutta vastaavan turbulenssin esiintyminen määritellään turbulenssin tehospektrin

tiheysfunktioilla. EN1991-1-4 kohdassa B.3 annetaan myös kaava dynaamisten kuormien lukumäärän arviointiin. Tämän kautta voidaan arvioida tuulikuormituksen väsytysvaikutusta rakenteisiin.

6. Rakenteen tuulikuorma

Rakenteeseen vaikuttava kokonaiskuorma on esimerkissä laskettu voimakeroointia käyttäen ja kaistoittain eri korkeuksille z_e . Lopuksi eri kaistojen resultantit voidaan summata yhteen, jolloin saadaan ensimmäiseen kerrokseen vaikuttava leikkausvoima. Summaamalla momentit saadaan taas kaatavan momentin resultantti.

7. Tuulensuuntainen värähtely

Tuulensuuntaisen värähtelyn kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonnan kaavan [1, kaava B.10] taustaa ei ole juurikaan selitetty, mutta se perustuu aikaisemmin laskettuihin parametreihin, sekä dimensiottomaan kertoimeen K , jonka arvo taas riippuu rosoisuuskorkeudesta, nopeuspainekorkeudesta ja ominaismuodon eksponentista. Suurin tuulensuuntainen siirtymä lasketaan staattisesti aikaisemmin lasketusta suurimmasta tuulikuormasta. Eurokoodin tuulikuormituksen aikaisemmassa versiossa EN1991-2-4 oli vielä esitetty kaava laskentaa varten, mutta nykyisin on kaava johdettava tapauskohtaisesti. Tarkempi menetelmä on laskea siirtymä käyttämällä rakenteen todellista jäykkyyttä, joka todennäköisesti selvitetään rakennemallia luotaessa joka tapauksessa.

8. Poikkisuuntainen värähtely

Pyörteiden irtoamisen analyttinen mallintaminen on osoittautunut hyvin vaikeaksi monista tutkimuksista huolimatta. Näin ollen ei ole vielä yleispätevää menetelmää poikkisuuntaisen värähtelyn arvioimiseen. Erityisesti rakenteen liikkeen aiheuttamassa vuorovaikutuksessa tuulen kanssa, aeroelastisuudessa, syntyvien voimien huomioonottaminen vaihtelee eri menetelmissä. [12, s.1] Pyörteiden aiheuttamasta värähtelystä on syytä lukea taustamateriaalia, esimerkiksi ilmaiseksi saatavilla oleva lähde [12], koska Eurokoodissa esitetyt tiedot aiheesta ovat hyvin rajalliset.

EN1991-1-4 liitteessä E käsitellään pyörreratailmiötä ja muita aeroelastisia ilmiöitä. Pyörreratailmiö on näistä kuitenkin merkittävin korkeiden rakennusten kannalta, koska vuorotellen rakenteen vastakkaisilta puolilta irtoavat pyörteet aiheuttavat vaihtelevan poikittaisen kuorman, joka monessa tapauksessa voi muodostua määrääväksi mitoituslanteeksi. Laskennassa määritetään kriittinen tuulennopeus, joka monissa tapauksissa on usein esiintyvä nopeus. Kriittinen tuulennopeus liittyy aikaisemmin kohdassa 2.1.3 käsiteltyyn aiheeseen pyörteiden irtoamisesta ja Strouhalin lukuun kaavassa (2.14). Laskennassa käytettävä Scrutonin luku kuvastaa rakenteen värähtelyalttiutta ja sen arvo riippuu rakenteen sisäisestä vaimennussuhteesta, sen massasta ja sen syrjäyttämän ilman massasta. Tämän työn liitteessä 1 on värähtelyä arvioitu sekä Eurokoodin kohdan E.1.5.2

että E.1.5.3 mukaisilla menetelmillä. Ensin mainittu menetelmä antaa monessa tapauksessa tulokseksi nollan, koska kerroin c_{lat} on taulukon E.3 mukaan arvoltaan nolla, mikäli tarkasteltu tuulennopeus ei ole tarpeeksi lähellä kriittistä tuulennopeutta.

Suomen kansallisen liitteen mukaan poikittaisen värähtelyn amplitudin laskennassa olisi syytä käyttää EN1991-1-4 liite E kohdassa 1.5.3. esitettyä menetelmää. [1, kansallinen liite] Menetelmästä saatavat tulokset ovat kuitenkin hyvin riippuvaisia aerodynaamisista kertoimista, joita on ilmoitettu vain muutamalla poikkileikkaukselle. Aerodynaaminen vakio C_c , aerodynaamisen vaimennuksen parametri K_a ja raja-amplitudi a_L on ilmoitettu vain yleisimmille rakenteiden muodoille. Nämä parametrit tulisi siis johtaa tapauskohtaisesti analyttisesti tai kokeellisesti muita kuin Eurokoodissa esitettyjä keinoja käyttämällä. Taulukoidut arvot ovat liitteessä E saatavilla vain neliö- ja ympyrämuodoille. Tarkempi selostus mitoituksista ja monipuolisempia laskentamenetelmiä on esitetty standardin taustamateriaaliksi ilmoitetussa lähteessä [7].

Laskentamenetelmillä E1.5.2 ja E1.5.3 saadut tulokset poikkeavat huomattavasti muista lähteistä saaduilla laskentakeinoilla (ks. liite 4) lasketuista. Menetelmien tuloksia ei ole huomioitu tässä laskelmassa tai tämän työn liitteessä 4 niiden epäjohtonmukaisuuden ja mahdollisten virheiden vuoksi (ks. Kuva 4.26).

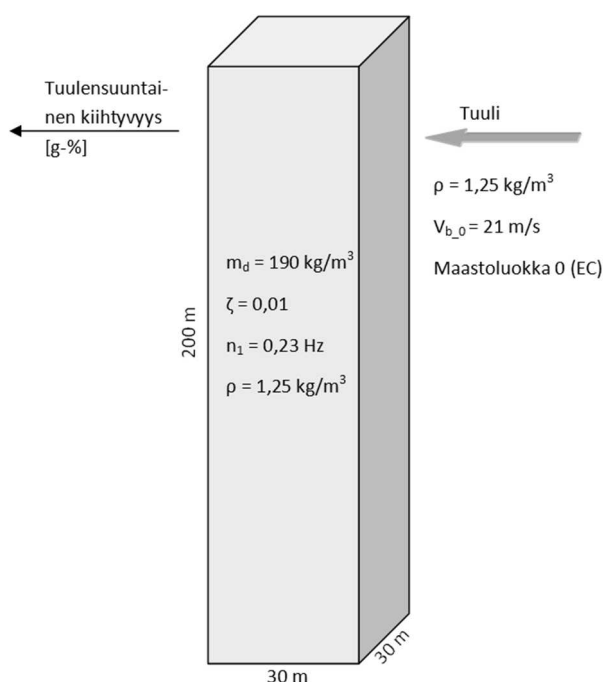
4.6.1 Kokeellinen mitoitus Eurokoodin mukaan

Eurokoodin osan EN1990 [59] liitteessä D käsitellään kokeellista mitoitusta yleensä. Esimerkiksi koetyypeissä erotellun kuormamallien ja kuorman vaikutusmallien epävarmuuksia vähentävän kokeen, eli tuulitunnelikokeen, vaatimuksia ei ole erikseen määritetty. Näillä kokeilla viitataan todennäköisesti parametrimitoituksessa kohdassa 4.5.5 käytettävien lukuarvojen johtamista tuulitunnelikokeista kyseisille poikkileikkauksille ja muodoille, eli kyse on yhdistetystä normi- ja tuulitunnelimitoituksesta.

Kokeiden suunnittelu, tulosten tulkinta ja mitoitusarvojen johtaminen on määritelty kaikille koetyypeille samalla tavalla. [59] Käytännössä tämä tarkoittaa, että Eurokoodin mukaisessa kokeellisessa mitoituksessa, eli tässä tapauksessa tuulitunnelitestauksessa, käytetään yleisiä standardeja sekä muita yleisesti hyväksyttäviä ja tieteellisesti päteviä mitoitusapoja.

5 LÄHTÖTIE TOJEN VAIKUTUKSET

Tässä kappaleessa on vertailtu erilaisten lähtötietojen vaikutusta kuvitteellisen rakennuksen vasteeseen ja näin pyritty antamaan mielikuva lopputuloksen määräytymisestä. Koska työssä ei ole mahdollista toteuttaa kokeellista mitoitusta, on tässä vertailussa päädytty käyttämään tuulikuormituksen osalta normimitoitusta. Vertailu on tehty numeerisesti Mathcad-laskelmilla. Tulokset tuulensuuntaisesta kiihtyvyydestä on laskettu EN1991-1-4 mukaisesti, ellei toisin ole mainittu. Vertailussa on huomioitu vastetuloksista vain tuulensuuntaisen värähtelyn aiheuttama huippukiihtyvyys.

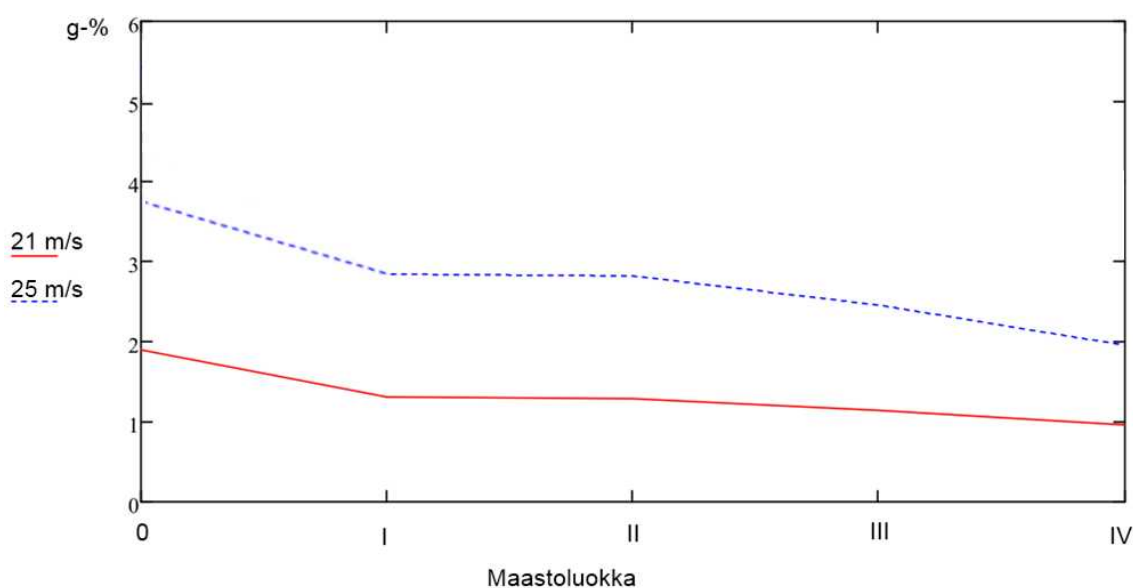


Kuva 5.1 Tämän kappaleen vertailuissa on käytetty kuvan kaltaista esimerkkirakennusta, jonka lähtötietoja varioidaan vuorotellen ja lasketaan vaikutukset tuulensuuntaiseen kiihtyvyyteen ilmoitettuna prosentteina maan vetovoiman kiihtyvyydestä.

Lähtötietoja on vaihdettu yhtä kerrallaan kappaleen eri kohdissa, mutta lähtökohtana on pidetty 200 metriä korkeaa rakennusta (Kuva 5.1). Rakennuksen poikkileikkaus on neliön muotoinen ja sivun pituus 30 metriä. Massatiheytenä on käytetty 190 kg/m^3 ja vaimennussuhteena 0,01. Ominaisaajuudeksi on oletettu 0,23 Hz ja ilman tiheydeksi $1,25 \text{ kg/m}^3$. Maastoluokka on oletuksena 0, eli avoin merialue, ja perustuulena on 21 m/s Eurokoodimitoituksen mukaisesti. On syytä huomata, että vaikka vertailussa tutkitaan käyttörajatilan värähtelyä, käytetään siinä 1/50 vuosittaisen todennäköisyyden tuulen nopeutta. Käytännössä tarkastelua voitaisiin tehdä siis pienemmällä tuulennopeudella.

5.1 Tuuliolosuhteet

Erilaiset tuuliolosuhteet vaikuttavat luonnollisesti rakenteen vasteeseen riippumatta rakennuksen korkeudesta. Kuten aikaisemmin on kohdassa 2.1 todettu, vaikuttaa tuulen yläpuolella olevan ympäristön epätasaisuus tuulen nopeusprofiiliin ja näin ollen myös paikalla olevan rakennuksen kokemaan tuulikuormitukseen. Ympäristön epätasaisuuden lisäksi vaikuttaa tuulen nopeuksiin myös maantieteellinen sijainti ja paikalliset tuuliolot. Eri puolilla maapalloa vaihtelee tuulimaksimien suuruus merkittävästikin, osin suurten merialueiden ja vuoristojen sekä erityisesti paikallisten tuuli-ilmiöiden vuoksi. Hurrikaanit, tornadot ja syklonit tuottavat suurimmat mitatut tuulennopeudet, joten rakennuksen sijaitessa riskialueella voidaan rakenteet joutua mitoittamaan todella suurille tuulennopeuksille.



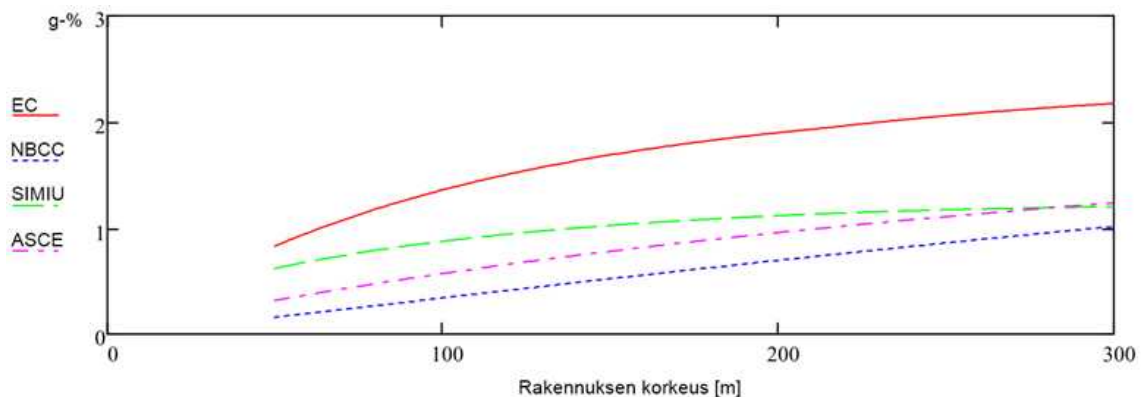
Kuva 5.2 Rakennuksen suurin tuulensuuntainen kiihtyvyys sen korkeimmalla kohdalla eri maastoluokissa (EC) kahdella eri tuulen keskinopeudella. 21 m/s perustuuli on Eurokoodin kansallisen liitteen suositus ja 25 m/s maastoluokan II perustuuli on mahdollinen mitoitusnopeus erityisen tuulisilla alueilla.

Kuvassa (Kuva 5.2) on esitetty rakennuksen kiihtyvyysarvot eri maastoluokissa kahdelle eri tuulennopeudelle. Kuten kuvasta huomataan, vaikuttaa maastoluokka, eli rakennuksen sijoittuminen merkittävästi sen vasteeseen. Turbulenttisemmassa ja hitaammassa tuulessa sijaitseva korkea rakennus ei normaalissa 21 m/s perustuulessa yleensä ole altis merkittävälle tuulivärähtelylle. Korkein Suomessa mitattu 10 minuutin keskinopeus aiheuttaa kuitenkin jo merkittävän vasteen rakennukselle ja vielä skaalattuna kerran viidessä vuodessa ylittävälle tuulennopeudelle, voi tilanne vaatia värähtelyn rajoittamista. Normimitoitusta tarkemmalla tutkimuksella voidaan paikkakohtaisesti saada mitoitusnopeudeksi vastaavia 25 m/s 10 minuutin keskiarvoja esimerkiksi merialueiden läheisyydessä. Vaikka Suomessa kyseiset tuulennopeudet ovatkin harvinaisia, esimerkiksi Norjassa on alueita, joissa rakennukset mitoitetaan aina kyseisen luokan tuulille. [2, s.291]

5.2 Rakennuksen korkeus

Korkean rakennuksen määritelmä on yleensä tapauskohtaista. Vaikka esimerkiksi 14-kerroksinen tornitalo näyttäisi suurkaupungin keskustassa mitättömältä, voi se lähiöympäristössä näyttää huomattavan korkealta. Vaikka tarkkaa määritelmää ei tästä syystä voida antaa, voidaan karkean arvion mukaan minimissään 14-kerroksista tai yli 50 metriä korkeaa rakennusta kutsua korkeaksi. [60] Erityisen korkean, niin sanotun superkorkean, rakennuksen määritelmänä on pidetty 300 metrin rajaa. [60]

Rakennuksen korkeus vaikuttaa luonnollisesti rakennuksen ominaistajuuteen, ja näin myös sen vasteeseen tuulikuormituksessa. Lisäksi korkea rakennus on alttiina korkeammille tuulennopeuksille rajakerroksen ylemmissä osissa, joka taas aiheuttaa paikallisten paineiden nousua, suurempia vasteita sekä runkorakenteen vaaditun kapasiteetin nousua. Kokonaisuudessaan voidaan todeta, että rakennuksen korkeuden noustessa nousee tuulikuormituksen merkitys koko hankkeelle eksponentiaalisesti. [51]

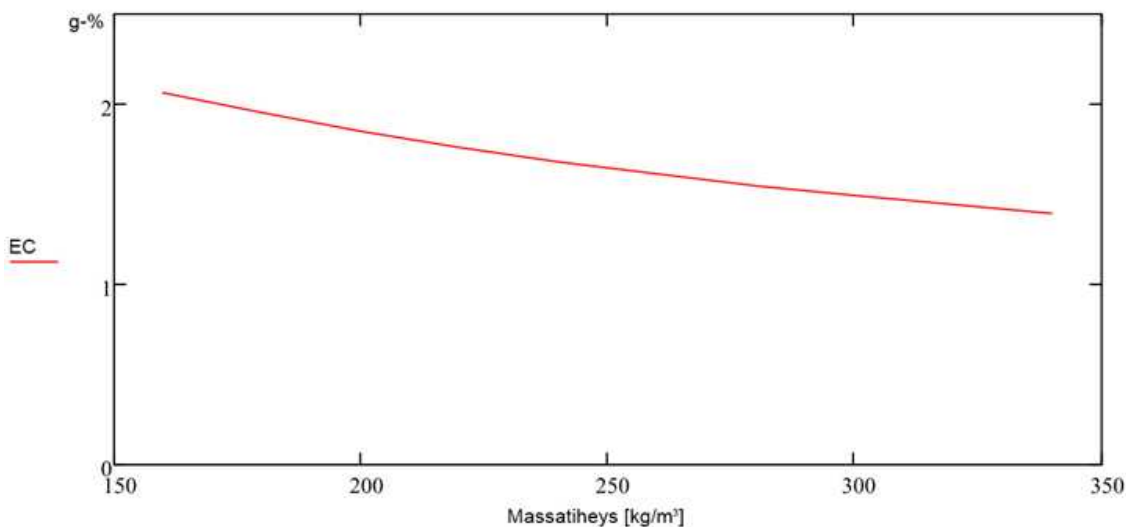


Kuva 5.3 Kuvassa on esitetty suurin tuulensuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla. Vaikka kyseisillä lähtötiedoilla ei tuulensuuntainen värähtely olekaan ongelmallinen, tulee suuremmilla korkeuksilla (yli 200m) poikkisuuntainen värähtely mitoittavaksi. Eurokoodimitoitus on todellisuudessa rajoitettu 200 metriin.

Kuvassa (Kuva 5.3) on esitetty tuulensuuntaisen vasteen laskennan tuloksia eri menetelmillä, joita on esitelty liitteessä 4. Kuvan tuloksista on helposti tulkittavissa, että tuulensuuntainen värähtely ei muodostu ongelmaksi kyseisessä 21 m/s perustuulen tuuliolosuhteissa edes 200 metriä korkeilla rakennuksilla. On kuitenkin syytä huomata, että poikkisuuntainen värähtely tulee mitoittavaksi melko pian 200 metrin yli mentäessä. Lisäksi rakennuksen muodosta ja ympäristöstä riippuen monet muut asiat voivat vaikuttaa vasteen muodostumiseen. On myös huomioitava, että esimerkiksi Eurokoodimitoitus soveltuu vain alle 200 metriä korkeille rakennuksille ja lineaarisille poikkileikkauksille. Vaikka suositus perustuulen nopeudeksi onkin koko Suomessa 21 m/s, saatetaan joutua mitoitusnopeutta korottamaan huomattavasti rakennuspaikan mittaustilastojen mukaisesti erityisesti rannikkoalueilla, kuten voidaan huomata seuraavan kappaleen 6 esimerkistä.

5.3 Rakennuksen dynaamiset ominaisuudet

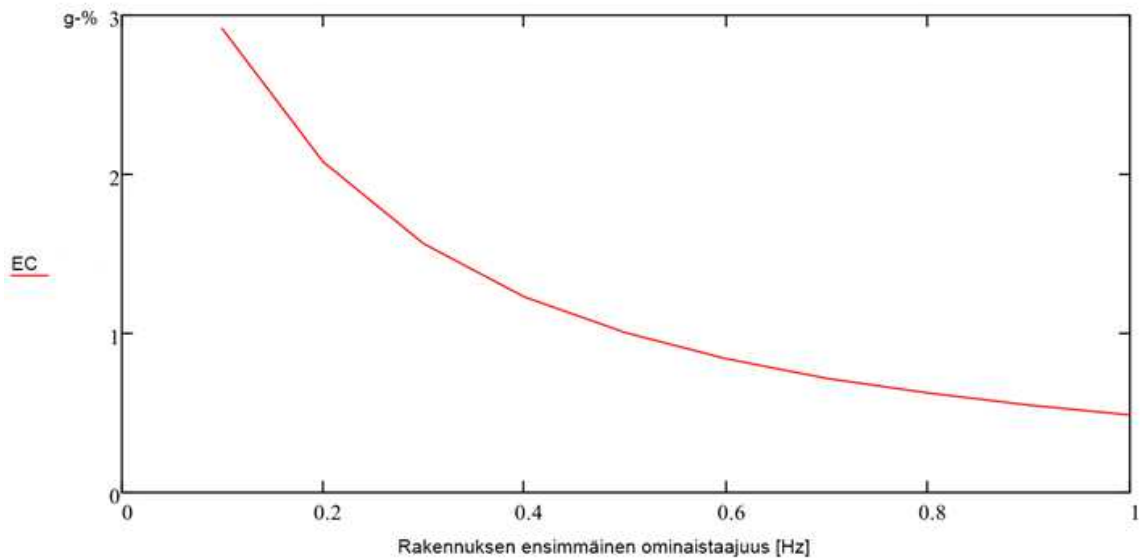
Rakennuksen rungon tyyppi määrittää melko pitkälti rakennuksen massatiheyden. Tässä vertailussa lähtöarvona pidetty 190 kg/m^3 vastaa melko kevyttä ja avointa rakennetta, esimerkiksi liittorakenteista toimistorakennusta jossa on käytetty myös liittolaattaa. Vastaavasti asuinrakennus, jossa on kantavat seinät, voi massatiheydeltään olla huomattavasti enemmän, jopa 400 kg/m^3 . Massatiheyttä määritettäessä tulee huomioida myös muuttuvan kuorman osuus, joka esimerkiksi toimistorakennuksissa voi olla 100 kg/m^3 . Käytettävä muuttuvan kuorman osuus valitaan tapauskohtaisesti, mutta sen muuttumisen vaikutusta vasteeseen voidaan arvioida esimerkiksi vaihteluvälillä $0\text{--}100 \text{ kg/m}^3$.



Kuva 5.4 Massan lisääntyminen vaikuttaa suurimpaan tuulivasteeseen vähentävästi, mutta suuri massa laskee rakenteiden tehokkuutta ja taloudellisuutta korkeissa rakennuksissa.

Kuvassa (Kuva 5.4) on esitetty vertailurakennuksen vastetta erilaisilla massatiheyksillä. Massatiheyden lisäksi vertailussa on huomioitu myös massan muutoksen vaikutus ominaistajuuteen. Massan lisääminen pienentää vastetta, mutta pienentää samalla ominaistajuutta ja rakenteiden tehokkuutta. Korkeissa rakennuksissa massaa pyritäänkin yleensä rajoittamaan taloudellisuuden vuoksi. Esimerkiksi yli 200 metriä korkeissa rakennuksissa rakenteen paino määrittää jo rakenteiden mitoitus alimmissa kerroksissa merkittävästi ja painavat rakenteet tarkoittavat lisääntyviä kustannuksia. Lisäksi maanjäristyskuormituksessa suuri massa on miltei aina epäedullista korkeille rakennuksille.

Rakenteen jäykkyys vaikuttaa sen ominaistajuuteen ja näin ollen myös sen vasteeseen dynaamisessa kuormituksessa. Kuvassa (Kuva 5.5) on esitetty eri jäykkyyksien vaikutusta rakenteen suurimpaan tuulensuuntaiseen kiihtyvyyteen. Vertailussa rakenteen massatiheys on siis pidetty vakiona ja tarkasteltavana on vain jäykkyyden vaihtelun vaikutus kokonaisvasteeseen.

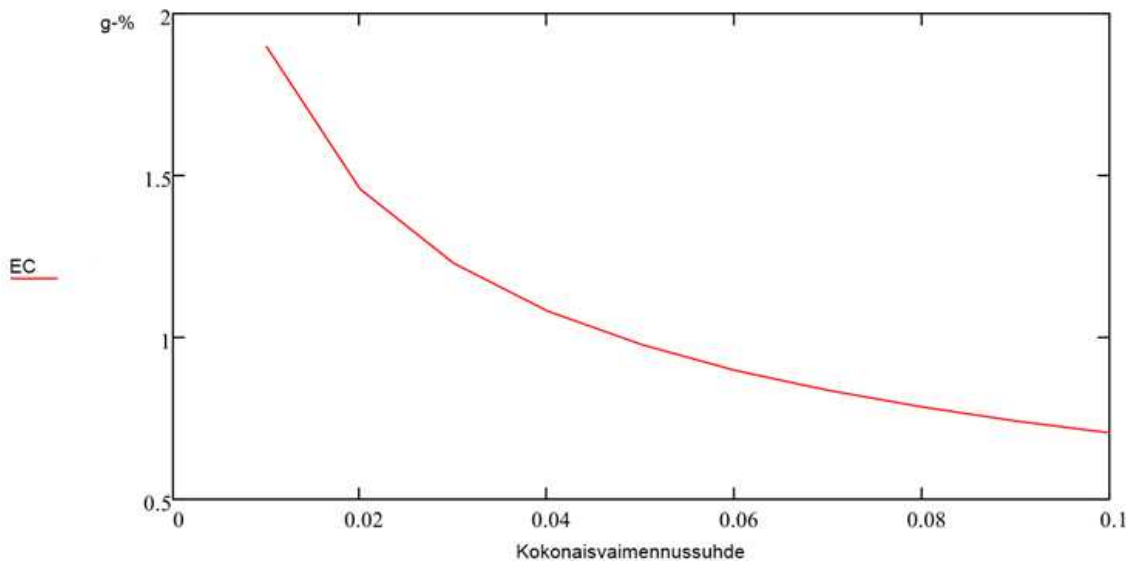


Kuva 5.5 Rakennuksen ominaistajuuudella on suuri vaikutus suurimpaan vasteeseen, mutta ominaistajuuden muuttaminen pelkästään jäykkyyttä muuttamalla voi olla hyvin epätaloudellista.

Vertailussa käytettävän rakennuksen jäykkyydeksi lähtötietojen massatiheyden ja ominaistajuuden perusteella on oletettu noin 71,424 MN/m. Muunnettaessa tämä esimerkiksi rakennuksen ulkoseinien muotoiseksi teräsbetonirakenteiseksi ulokeputkeksi ja sen taivutusjäykkyydeksi käyttämällä suoraan sen teoreettista jäyhyysmomenttia, saadaan tarvittavaksi putken seinämäpaksuudeksi 1,06 m. Käytännössä vastaava rakenne ei siis ole järkevä, vaan jäykistys hoidettaisiin muuten. Kuitenkin erona tilanteeseen, jossa haluttaisiin 0,1 hertsin ominaistajuus, tarvittaisiin vain 0,19 metrin seinämäpaksuus ja 0,2 hertsiin 0,79 metrin seinämäpaksuus. Näin ollen voidaan huomata, että rakenteen jäykkyyden lisääminen vasteen rajoittamisessa muodostuu hyvin pian epätaloudelliseksi keinoksi.

5.4 Rakenteellinen ja ulkoinen vaimennus

Kuten aikaisemmin kohdassa 3.4 on todettu, mahdollistaa ulkoisten vaimennusjärjestelmien käyttö rakennuksen vaimennussuhteen lisäämisen. Kuvassa (Kuva 5.6) on esitetty vaimennussuhteen lisäämisen vaikutuksia vertailurakennukseen. Lisäämällä rakennukseen vaimennusjärjestelmä, voidaan vaimennussuhdetta lisätä esimerkiksi neljä prosenttiyksikköä. Neljän prosenttiyksikön lisäys vaimennussuhteessa tarkoittaa tässä vertailuesimerkissä noin 48 % vähennystä vasteeseen.



Kuva 5.6 Vaimennussuhde vaikuttaa myös vasteen muodostukseen, ja monessa tapauksessa se onkin taloudellisin keino vasteen rajoittamisessa.

Mikäli vertailurakennusta tarkasteltaisiin tuuliolosuhteissa, joissa ylittyisi 28 m/s vuosittainen keskituuli 0,2 todennäköisyydellä, olisi rakennuksen suurin kiihtyvyys 4,15 % maan vetovoiman kiihtyvyydestä. Tällöin rakennuksen rakenteellinen lisävaimennus voi olla perusteltua. Neljän prosenttiyksikön lisäys vaimennussuhteeseen laskisi suurinta kiihtyvyydvastetta noin 2,2 %:iin maan vetovoiman kiihtyvyydestä, jota voidaan pitää jo hyväksyttävänä arvona monilla eri kriteereillä.

5.5 Vertailun yhteenveto

Vertailun tarkoituksena on havainnollistaa rakennusten värähtelymitoituksen kannalta merkittävimpien lähtötietojen vaikutusta. Vertailun perusteella on selvää, että sijainnin tuulusuus on tärkein vaikuttava tekijä vasteen muodostumisessa. Vaikka Eurokoodi ilmoittaa Suomessa käytettäväksi vain 21 m/s keskituulta, voidaan tarkempien paikallisten mittausten perusteella saada jopa käyttörajan tarkasteluihin käytettäväksi suurempia keskinopeuksia, jolloin suurin vaste voi muodostua ongelmalliseksi pienemminkin rakennuksen korkeuksilla.

Rakennuksen korkeus ei välttämättä aiheuta vasterajojen ylittymistä edes Eurokoodin sallimassa 200 metrin korkeudessa. Käytetystä rungosta ja tuuliolosuhteista riippuen voidaan kyseinen 200 metrin rakennus toteuttaa ongelmitta jos käyttö- ja murtorajan vaatimukset täyttyvät. Tätä korkeammat rakennukset vaativat siis muiden mitoitusmenetelmien, kuten muiden normien ja kokeellisen mitoituksen soveltamista.

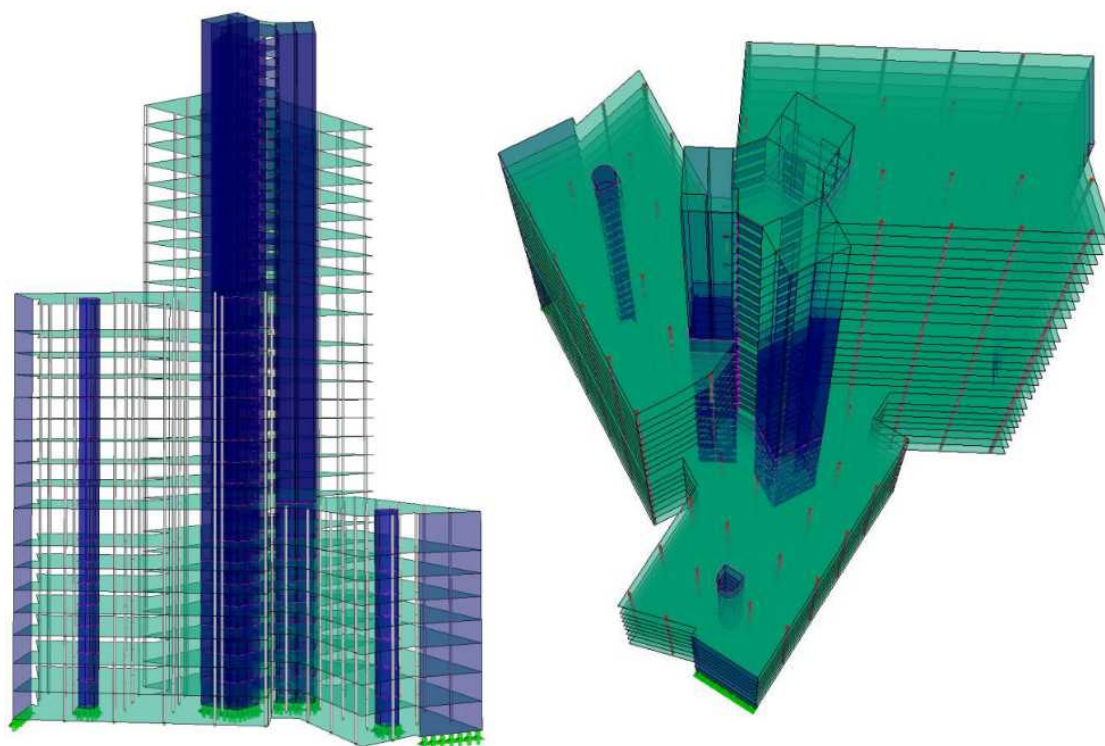
Rakennuksen muoto, runkojärjestelmä ja muut ominaisuudet määräytyvät yleensä enemmän arkkitehtonisten seikkojen kuin haluttujen tuuliteknisten tai värähtelyominais-

suuksien perusteella. Näin ollen varsinainen rakenteiden muokkaaminen tulee huomioon yleensä vain rakenteellisen vaimennuksen osalta. Ulkoisen vaimennuksen lisääminen on perusteltua kuitenkin vasta, kun asetetut kiihtyvyyssrajat ylittyvät selvästi, eikä muita helpompia keinoja ole mahdollista käyttää.

Vertailun tuloksista on kuitenkin syytä huomioda, että tuloksina on käsitelty vain suurinta tuulensuuntaista kiihtyvyyssarvoa, jota käytetään käyttörajatilan tarkasteluissa. Varsinaiseen värähtelymitoitukseen kuuluu myös muita tarkasteluja, kuten tuulen suuntaan nähden poikittainen värähtely, suurin taipuma sekä rakenteiden väsyminen. Lisäksi Eurokoodimitoituksen ollessa varsin rajallista, joudutaan usein käyttämään muita mitoituskeinoja, eli käytännössä kokeellista mitoitusta. Eurokoodimitoitus soveltuu kuitenkin monissa tapauksissa alustavaan suunnitteluun ja erilaisten lähtötilanteiden vertailuun.

6 ESIMERKKIKOHTEN VÄRÄHTELY

Työssä käytetään esimerkkitapahtumana Keilaranta Tower –rakennusta, joka on Espoon Keilaniemeen rakennettavaksi suunniteltu toimistorakennus. Rakennuksessa on 26 maanpäällistä ja 4 maanalaista kerrosta. Sen suurin korkeus rakennuksen vieressä sijaitsevan meren pinnasta kattotasolla on noin 122,3 metriä. Ylimmän käytössä olevan kerroksen lattiakorko on noin 111 metriä meren pinnasta. Rakennuksen muoto vaihtelee huomattavasti korkeuden suhteen. Kuvassa (Kuva 6.1) on esitetty kohteen alustava laskentamalli rakennuksen maanpäällisestä osasta.

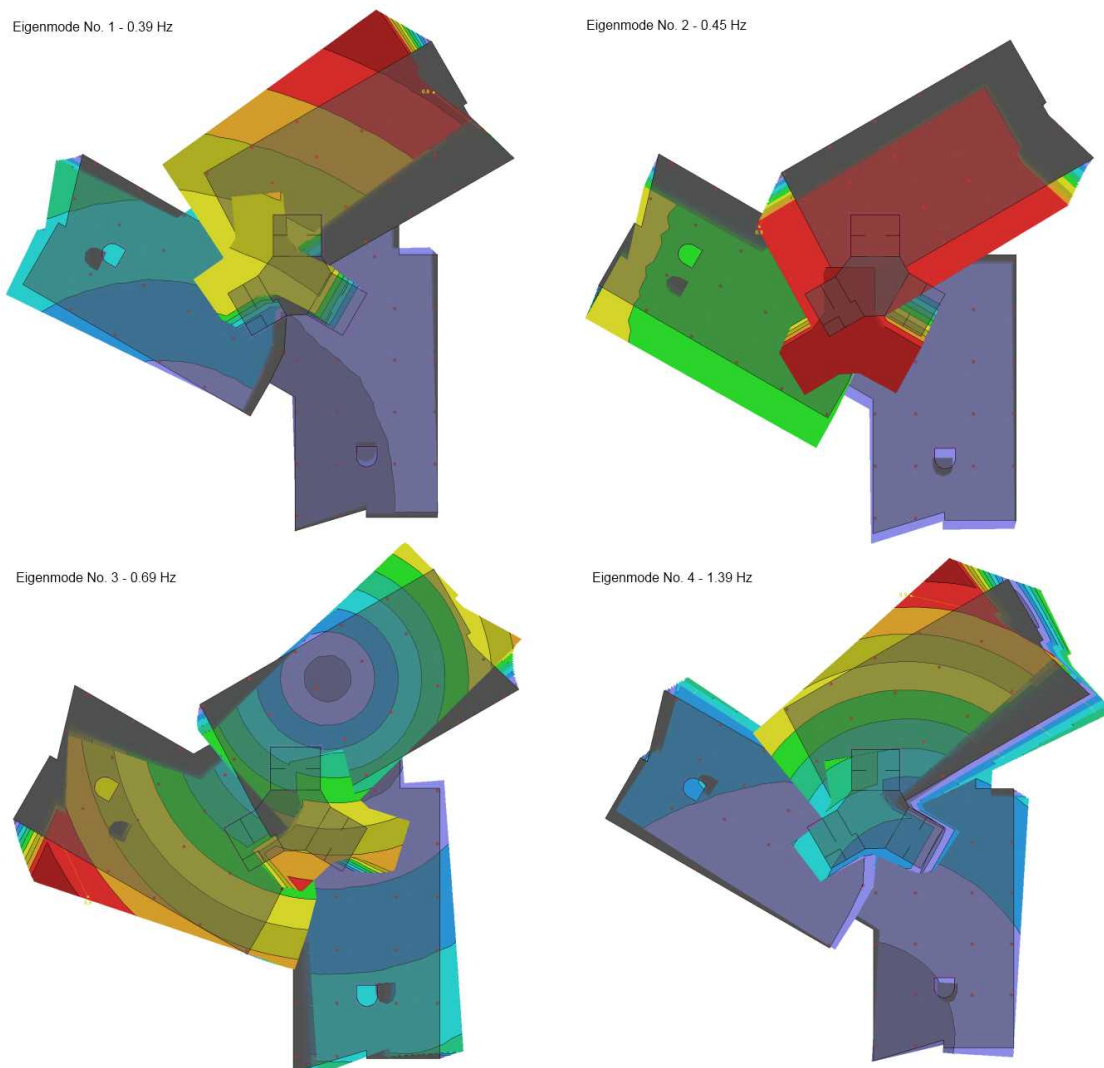


Kuva 6.1 Elementtimalli Keilaranta Tower –rakennuksesta. Kuvan mallissa on esitetty maanpäällisten kerrosten päärakenteet sivulta ja yläviistosta. Kuva RFEM-ohjelmistosta.

Kohteen muodon vuoksi on vaikeata arvioida paikallisia paineita tai kokonaiskuormitusta tarkasti ilman kokeellista testausta, joten kohteesta suoritetaan myös tuulitunnelikokeita. Tässä kappaleessa esitellään pääpiirteittäin hankkeen tuulikuorma- ja tuulivärähtelymitoitusta. Rakennuksen rakennesuunnittelu ja tuulitunnelimitaukset ovat tämän työn teon aikana vielä kesken, joten lopullisia tuloksia tai mitoitusmenetelmiä ei tässä työssä esitetä.

6.1 Rungon analyysimalli

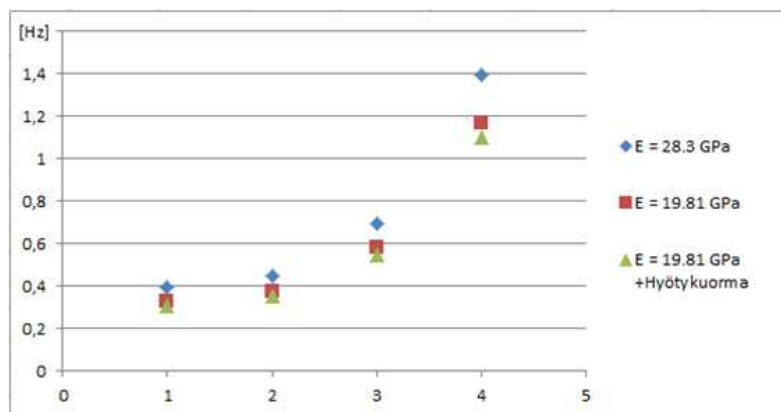
Rakennuksen runko on mallinnettu tässä esimerkissä RFEM-ohjelmistolla. Rungon analyysimallin dynaamisella tarkastelulla pyritään saamaan selville pääasiassa sen ominais-
taajuuksia ja ominaismuotoja, mutta sitä tutkimalla pyritään selvittämään myös mahdoll-
lisia parannuksia rakennuksen jäykistykseen. Jäykistystä muokkaamalla pyritään rajoit-
tamaan rakennuksen kiertymää ja suurimpia taipumia.



Kuva 6.2 Kuvassa on esitetty rakennuksen neljä ensimmäistä ominaismuotoa kuvattuna ylhäältä ja las-
kettuna jäykimmällä tarkastelutilanteella. Tulosten perusteella on selvää, että muissa paitsi toisessa omi-
naismuodossa on kiertymä merkittävä värähtelymuoto. Kuvat ja tulokset RFEM-ohjelmistosta.

Kuvassa (Kuva 6.2) on esitetty rakennuksen tämänhetkisten rakenteiden mukaiset oimi-
naismuodot ja niitä vastaavat taajuudet. Ominaismuodoista voidaan huomata, että kier-
tymä on merkittävässä osassa ensimmäisessä muodossa ja muodostaa suurimman osan
värähtelystä esimerkiksi kolmannessa muodossa. Tämä oli rakenteen muodon ja jäykis-
tysosien vuoksi hyvin oletettavaa, ja jo suunnittelun alkuvaiheessa oli selvää, että normi-

mitoitus soveltuu huonosti kyseisen kohteen värähtelymitoitukseen sekä painejakauman määrittämiseen. Kuvan tilanteessa on mallinnettu vain rakennuksen kantavat ja jäykistävät rakenteet omapainoineen. Koska kevyiden rakenteiden ja hyötykuorman massaa ei ole mallinnettu, ovat ominaistajuuudet selvästi yliarvioituja. Lisäksi betonirakenteet oletetaan halkeilemattomiksi, jolloin jäykkyys on edelleen todellista suurempi. Näiden kahden tekijän vaikutusta ominaistajuuksiin on havainnollistettu kuvassa (Kuva 6.3).



Kuva 6.3 Kun betonin kimmokerrointa redusoidaan halkeilun vaikutuksen huomioimiseksi esimerkiksi 30 %, laskevat rakennuksen ominaistajuuudet noin 16,3 %. Lisäksi kun huomioidaan maksimi hyötykuorma, laskee ominaistajuuudet entisestään noin 5,5 %. Todelliset ominaistajuuudet sijoittuvat todennäköisesti näiden arvojen väliin.

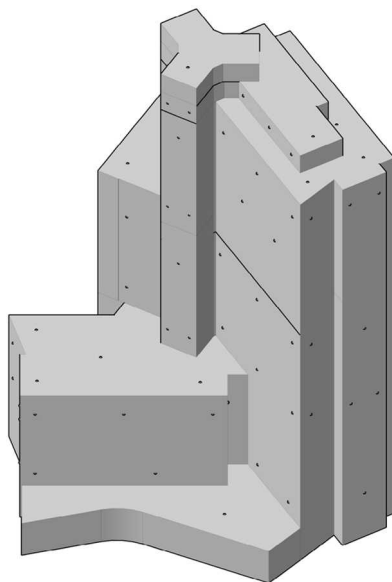
Rakennukselle tehdään myöhemmin mitoituksessa dynaamisia analyyseja lopullisilla rakennevariaatioilla ja määritetään näin mahdollisen ominaistajuuden vaihteluväli. Joitakin esimerkkejä ominaisuuksien vaikutuksista on esitetty kuvassa (Kuva 6.3). Betonin halkeilun vaikutuksia on arvioitu redusoimalla betonin kimmokerrointa kertoimella 0,7. Halkeilun vaikutus yhdistettynä maksimihyötykuormaan johtaa ominaistajuuksien pienenemiseen noin 21 prosenttia. Maanalaiset kerrokset huomioituna on rakennuksen suurin tukematon korkeus noin 134 metriä. Myös tämä korkeuden lisäys vaikuttaa luonnollisesti värähtelyominaisuuksiin, vaikka alimmat kerrokset olisivatkin muita huomattavasti jäykempiä. Lopullisessa suunnittelussa huomioidaan betonin halkeilu vaikutuksen ominaistajuuteen tarkemmin sekä myös muiden ominaisuuksien vaihteluvälit ja arvioidaan vasteita saatujen ominaistajuuksien vaihteluvälien rajoissa.

Rakennuksen analyysimallin teon yhteydessä pystyttiin selvittämään jo rakennesuunnittelun alkuvaiheessa erilaisten rakennevaihtoehtojen vaikutusta ominaistajuuksiin. Esimerkiksi rakennuksen keskellä olevien kolmen kuilun yhdistäminen toisiinsa jäykällä palkeilla jäykistää rakennetta huomattavasti ja nostaa ensimmäistä ominaistajuutta yli 30 prosenttia. Lopullinen rakenne ja näin ollen myös ominaistajuus määräytyvät rakennesuunnittelun edistyessä. Rakennusta tullaan jäykistämään eri suunnissa värähtelyn kiertymän osuuden vähentämiseksi. Lisäksi rakenteeseen on tarvittaessa suunniteltu käytettäväksi päätyjen jäykistämässä ulokeristikoita, joita käsiteltiin aiemmin kohdassa 3.3.1.

6.2 Tuulikuorma

Kohteen mitoitusta varten oli käytössä Ilmatieteenlaitokselta tilattu selvitys paikan tuuliolosuhteista vuodelta 2006. Selvityksessä on arvioitu paikan tuuliprofiilia sektoreittain ja 50 vuoden esiintymistiheydellä toistuvaa tuulta 20 ja 80 metrin korkeuksilla. Tulokset on ilmoitettu Weibull-jakauman tunnuslukuina sektoreittain sekä tuulen suunnan keskimääräisenä prosenttiosuutena. Selvityksessä ei käsitelty turbulenssin intensiteettiä kohteessa. [61] Selvityksen perusteella kohteessa päädyttiin käyttämään 10 minuutin tuulennopeuden keskiarvona 10 metrin korkeudella mitoitusnopeuksina 15 m/s ja 20 m/s käyttörajatilassa sekä 22,5 m/s murtorajatilassa. Näiden perustuulien vuosittaiset ylittymisen todennäköisyydet ovat vastaavasti 1, 0,1 ja 0,01. Käytetyt mitoitusnopeudet vastaavat nykyisen Eurokoodin arvoja, mutta niissä on huomioitu myös tehdyn tuuliselvityksen mukainen nopeusjakauman mukainen korkeimpien tuulennopeuksien pysyvyys. Käytännössä tämä tarkoittaa esimerkiksi perustuulen muuttamista 50 vuoden ylittymisjaksosta 100 vuoden ylittymisjaksoon kertoimella 1,07. Eurokoodin mukaisesti nopeus muunnetaan kertoimella 1,04, mutta siinä ei ole oletettavasti huomioitu eri maastoluokkien erilaisia muuntokertoimia.

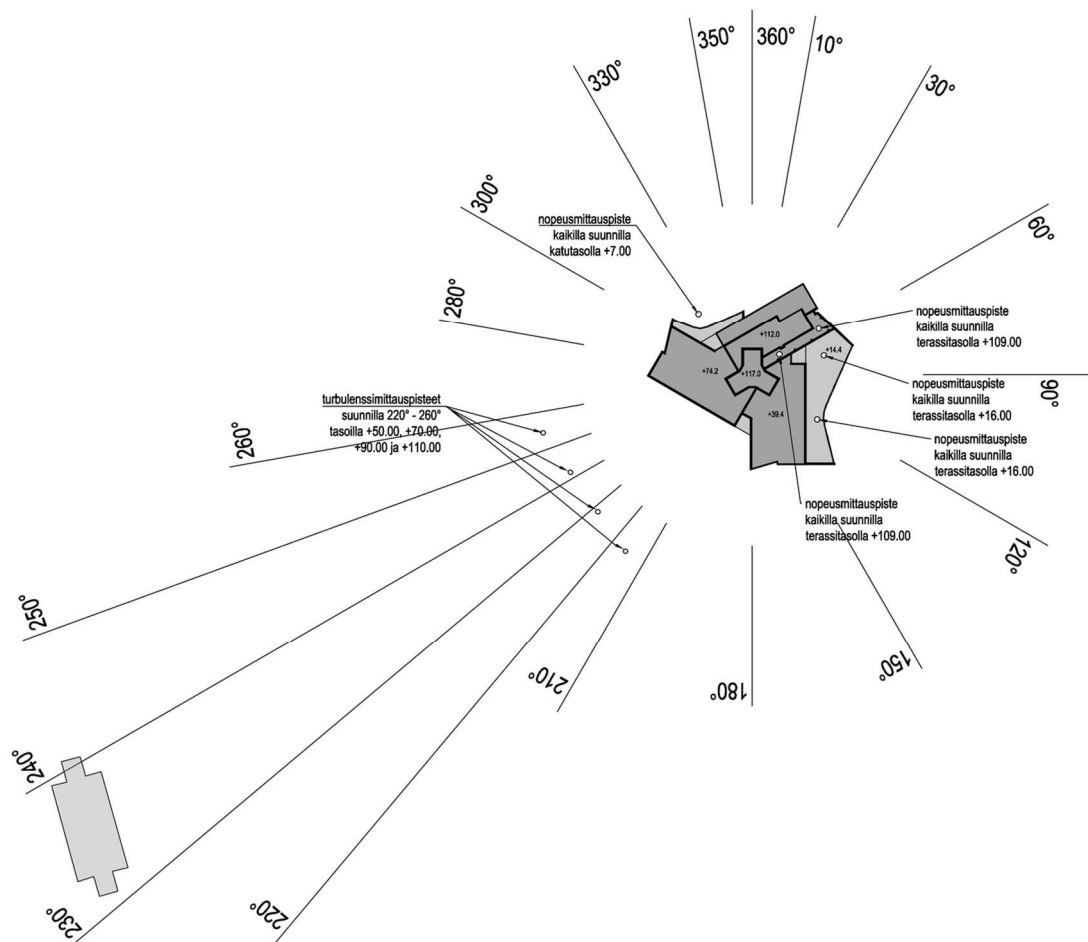
Rakennuksesta suoritetaan tuulitunnelikokeita Aalto-yliopiston aerodynamiikan laboratorion rajakerrostuulitunnelissa. Kokeissa tutkitaan rakennuksen pintojen paineja-kaumaa painemittauksilla, kokonaiskuormitusta pohjavaa'alla, paikallisia tuulennopeuksia jalankulkualueilla sekä yhden viereisen korkean rakennuksen aiheuttamaa turbulencia virtausta. Tuulitunnelikokeita varten valmistettiin rakennuksen jäykkä malli 3D-tulostusmenetelmällä kipsistä ja ympäröivä maasto ja sekä rakennukset vaahtomuovista.



Kuva 6.4 Rakennuksen tuulitunnelimalliin määritettiin paineenmittauspisteitä yhteensä 128 kappaletta. Pisteet on pyritty sijoittamaan mahdollisten maksimipainealueiden ja lasipintojen alueille. Koska kokonaiskuormitus määritetään vaakamittauksella, ei mittauspisteitä tarvittu kattamaan koko mallia.

Painemittauksia varten käytettiin 128 kappaletta mittauspisteitä eri puolilla mallia, jotka oli yhdistetty paineanturiin mallin sisällä. Painemittauspisteiden jakautumista on esitetty kuvassa (Kuva 6.4). Mittauspisteillä ei ole pyritty kattamaan koko mallia, vaan sijoittamaan ne oletettujen maksimipaineiden alueille sekä kriittisille kohdille, kuten lasipinnoille. Kokonaiskuormituksen mittausta varten käytetään pohjavaakaa, jonka avulla voidaan arvioida staattista kokonaiskuormitusta, mutta laitteistorajoitusten vuoksi ei dynaamista kuormitusta.

Tuulitunnelitestaukset on tarkoitus suorittaa yhteensä 18 eri suunnasta. Mittaussektoreita on karsittu usein käytetystä 10° jaosta 30° jakoon, mutta kriittisimmillä kohdilla jakoa on tihennetty kuvan (Kuva 6.5) mukaisesti. Paikallisia tuulennopeuksia on arvioitu kuumalanka-anemometrimittauksilla rakennuksen ympäristössä sisäänkäynnin ja terassien alueilla. Vertailunopeutena käytetään noin 5 % ajasta vuosittain ylittyvää tuulennopeutta. Mitoitusrajoina voidaan pitää tilaajalla hyväksyttyjä tuulennopeuksia. Nopeusmittaukset suoritetaan kaikilla tutkittavilla virtaussuunnilla. Mittauksissa käytetään kahta eri maastoluokkaa, toinen merituulelle ja toinen maatuulelle.

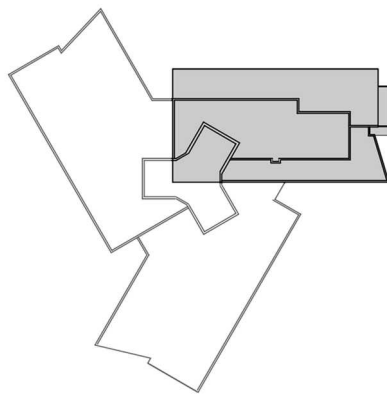


Kuva 6.5 Kuvassa on esitetty tuulitunnelitestauksen mittaussuunnat sekä pisteet nopeus- ja turbulenssimittauksille. Suunnalla 230° - 240° sijaitsevan 84 metriä korkean Fortumin pääkonttorin vaikutusta tuulen turbulenttisuuteen arvioidaan 16 pisteen mittauskentällä rakennusten välillä.

Ympäristön vaikutusta tutkitaan luomalla ympäröivästä maastosta ja rakennuksista malli rakennuksen ympärille. Tällä pyritään tutkimaan esteiden aiheuttamaa peittoa tai kiihtyvyyksiä virtauksessa. Tämän lisäksi huomionarvoinen kohde rakennuksen lähiympäristössä on nykyinen Fortumin pääkonttori, joka 84 metrin korkeudellaan on mahdollinen merkittävien jaksollisten pyörteiden aiheuttaja. Kyseinen rakennus sijaitsee lisäksi suurimpien, lineaarisimpien ja vallitsevien tuulennopeuksien suunnassa, joten sen aiheuttamaa turbulentsisuutta on päädytty tutkimaan perusteellisemmin. Kokeissa turbulenssimittaukset suoritetaan kuumalanka-anemometrimittauksina kuvan (Kuva 6.5) mukaisesti. Saadusta mittaussignaalista etsitään selkeitä jaksollisuuksia muuntamalla se voimatiheysspektrin muotoon. Kokeilla pyritään varmistamaan Fortumin rakennuksen oletettu Strouhalin luku ja näin arvioimaan rakennuksen aiheuttaman pyörreradan taajuutta. Oletettavasti Strouhalin luku on noin 0,12, jolloin tuulen nopeudesta riippuva pyörreradan taajuus ei vastaa Keilaranta Towerin ominaistajuuksia realistisilla tuulennopeuksilla.

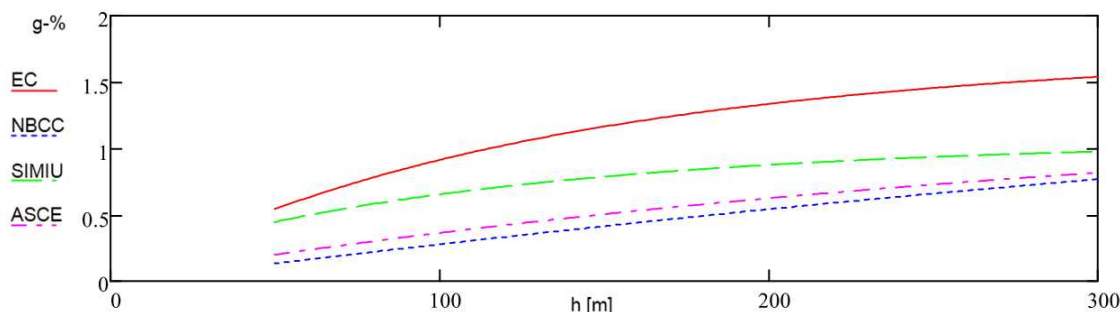
6.3 Vasteiden laskenta

Dynaamisten mittausten sijaan kohteen värähtelymitoituksessa käytetään Eurokoodimitoitusta. Tähän ratkaisuun päädyttiin aikataulu- ja kustannussyistä, koska nykyisin kyseisessä laboratoriossa ei ole käytössä laitteistoa dynaamisia mittauksia varten. Eurokoodimitoitus ei varsinaisesti sovellu kyseiseen rakennukseen sen ollessa hyvin epälineaarinen muodoltaan ja koska Eurokoodissa ei huomioida kiertymän vaikutusta kokonaisvasteeseen. Vastearvioita onkin näin ollen pyritty tekemään vertailuna myös muiden normien mukaisesti. Lisäksi vasteen huippuarvojen määrittämisessä on käytetty huomion tilanteen mitoitusapua, eli rakennus on oletettu epäedullisemmaksi värähtelyn kannalta kuin se todellisuudessa on. Käytännössä tämä tarkoittaa, että rakennuksesta tarkastellaan vain sen korkeinta osuutta ja sen muoto oletetaan korkeimman osan suurimpien dimensioiden mukaisiksi. Näin saatava mitoitusrakennus on 117 metriä korkea, 23 metriä leveä ja 44 metriä pitkä (Kuva 6.6).



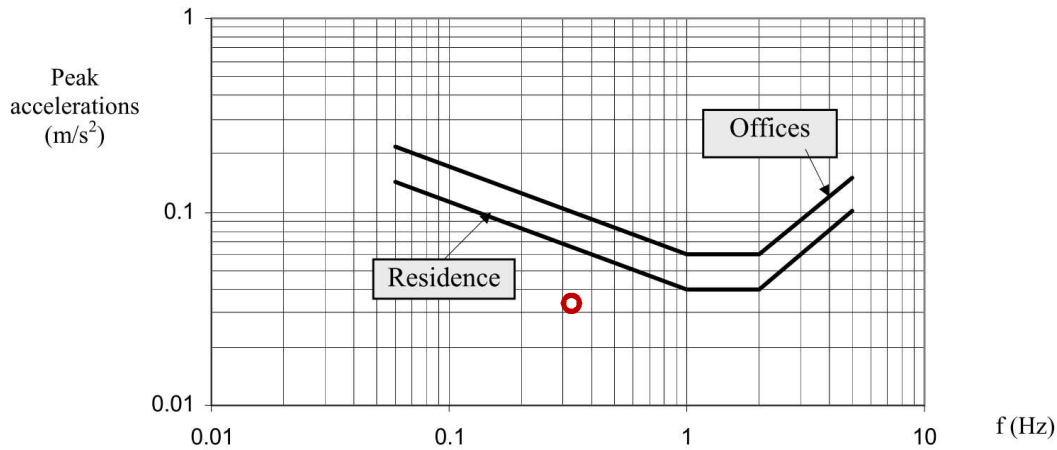
Kuva 6.6 Eurokoodimitoitusta varten rakennus oletetaan vain korkeimman osan muotoiseksi suorakulmaiseksi lineaariseksi sylinterirakenteeksi. Myös porrastornin vaikutus geometriaan on jätetty huomioimatta.

Mitoittavaksi 10 minuutin perustuuleksi maastoluokassa II 10 metrin korkeudella ja 100 vuoden esiintymisjaksolla oletetaan 22,5 m/s, 10 vuoden esiintymisjaksolla 20 m/s ja vuoden esiintymisjaksolla 15 m/s. Muina lähtötietoina on arvioitu rakennuksen massatiheydeksi 300 kg/m^3 , maastoluokaksi 0, rakenteelliseksi vaimennukseksi 1,6 % kriittisestä, alimmaksi ominaistaajuudeksi 0,32 Hz ja ilman tiheydeksi $1,3 \text{ kg/m}^3$. Ilman tiheyttä on korotettu suositellusta 1,25 kylmien olojen huomioimiseksi. Näillä lähtöarvoilla suoritettiin liitteiden 1 ja 4 mukaiset laskelmat käyttö- ja murtorajatilan vasteiden arvioimiseksi. Vastetta arvioitiin tilanteessa, jossa tuulen suunta on kohtisuorassa rakennuksen pitkään sivuun nähden. Oletettu värähtelymuoto ei nykyisellä rakenteella vastaa rakennuksen todellista alinta ominaismuotoa, joten tarkastelun voidaan olettaa olevan epätarkka tältäkin osalta.



Kuva 6.7 Rakennuksen 10 vuoden käyttörajan tilan maksimikihtyvyys laskettuna eri mitoitusmenetelmillä. Laskentamenetelmät ovat kuten liitteessä 4.

Tuloksena saatiin 10 vuoden toteutumisjaksolle kuvan (Kuva 6.7) mukaisesti maksimikihtyvyysarvoksi tuulen suunnassa noin 1,0 prosenttia maan vetovoiman kiihtyvyydestä. Kun tätä Eurokoodin tulosta verrataan muihin laskentamenetelmiin, voidaan sen olettaa olevan hyvin konservatiivinen. Yhden vuoden mitoitusuuleksi voidaan arvioida alustavasti 15 m/s. Kun tästä 15 m/s tuulesta saatua $0,041 \text{ m/s}^2$ vuosittaisen kiihtyvyyden huippuarvoa tarkastellaan aikaisemmin kohdassa 2.2.3 esitetystä taulukossa (Kuva 6.8), voidaan arvioida kyseisen värähtelyn olevan aistittavissa noin 50 prosentille käyttäjistä. Lisäksi kyseinen vuotuinen kiihtyvyysarvo täyttää esimerkiksi ISO 10137-standardin suositusarvot kuvan (Kuva 6.8) mukaisesti. Tuulen suuntaan poikittaisen värähtelyn tarkastelua ei Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa kyseisillä lähtöarvoilla tarvita, koska tarkasteluun vaadittavat kriteerit rakennuksen mittasuhteista tai kriittisestä tuulennopeudesta eivät täyty. Muilla menetelmillä tuloksena saadaan alle 1 % kiihtyvyysarvoja, joten poikkisuuntainen värähtely jätetään näin ollen huomioimatta.



Kuva 6.8 Yhden vuoden toistumisjakson tarkastelussa saadaan kiihtyvyyden huippuarvoksi noin $0,041 \text{ m/s}^2$, joka aikaisemmin kohdassa 2.2.3 esitellyn ISO 10137 -standardin taulukon mukaan on riittävä myös asuinrakennuksille. [16, s.1, alkuperäinen lähde: ISO 10137]

Murtorajatilan tarkasteluissa käytetään alustavasti 100 vuoden toistumisjakson tuulikuormitusta. Laskettaessa rakenteen vaste liitteen 1 mukaisesti Eurokoodilla, saadaan tuloksena suurimmaksi taipumaksi noin 95 mm ja suurimmaksi kiihtyvyydeksi 1,4 % maan vetovoiman kiihtyvyydestä. Murtorajatilan tarkasteluissa vaimennussuhteen on oletettu nousevan 2 %:iin kriittisestä. Rakennesuunnittelun edistyessä voidaan suurinta dynaamista taipumaa verrata rakennuksen staattisen kuormituksen taipumaan ja laskea niin sanottu dynaaminen kerroin. Lisäksi tuloksesta voidaan johtaa suurin dynaaminen kokonaiskuormitus kun rakennuksen jäykkyys on tarkemmin tunnettu. Tuloksia voidaan myös verrata tuulitunnelimittauksen pohjavaakamittausten tuloksiin ja arvioida tulosten vastaavuutta.

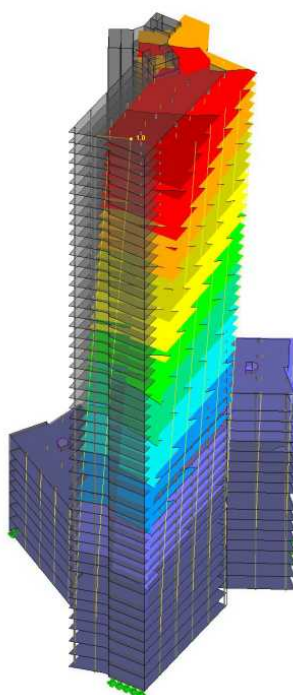
Rakennuksen julkisivujen mitoituspainheet määräytyvät tuulitunnelitestauksista saatuihin paikallisiin paineisiin. Rakennuksen muodon vuoksi paikallisten maksimipaineiden arviointi normimitoituksella on hyvin epävarmaa, joten tuulitunnelitulosten voidaan olettaa olevan selvästi luotettavampia. Lisäksi rakennuksen kokonaiskuormituksen määrittämisessä käytetään testien mukaisia keskiarvopaineita kerrottuna Eurokoodin mukaisella puuskanopeuspaineen kertoimilla. Turbulenssin intensiteettinä laskelmissa käytetään tuulitunnelista mitattuja arvoja.

Rakennukseen on suunniteltu myös julkisivuja peittävä säleikkö, joka todennäköisesti vaatii myös tarkempaa tarkastelua. Säleikkö rakennuksen pinnoilla voi vaikuttaa virtauksen irtoamiseen sen reunoilta ja näin ollen myös sivuilla vallitseviin painealueisiin. Lisäksi itse säleikkörakenne ottaa osan tuulen paineesta sekä sen yksittäiset osat voivat kokea erilaisia epästabilisuusongelmia. Myös virtauksen mahdollisesti aiheuttamat äänet säleikkörakenteissa voivat muodostua ongelmalliseksi.

6.4 Vaihtoehtorunkojen ja -korkeuksien vertailu

Eurokoodimitoituksen tulosten ja rakennuksen luonteen vuoksi on selvää, että dynaaminen tuulitunnelimittaus olisi perusteltua tulosten varmistamiseksi jo tässä tilanteessa. Mikäli kyseiselle paikalle rakennettaisiin tätä esimerkkikohdetta korkeampaa rakennusta, olisi dynaaminen mittaus lähes välttämätöntä. Esimerkkinä voidaan tarkastella tilannetta, jossa samanlaisen rakennuksen korkein osa ulottuisi 200 metrin korkeuteen, kuten kuvassa (Kuva 6.9).

Kaksisataa metriä korkean rakennuksen kohdalla vastaavilla lähtötiedoilla, mutta 0,15 Hz ominaistajuuksella, saadaan huippukiihtyvyydeksi käyttörajatilan tarkasteluissa 10 vuoden mitoitustuulella Eurokoodin mukaan noin 1,5 % maan vetovoiman kiihtyvyydestä tuulensuuntaisessa värähtelyssä, joka olisi jo selvästi aistittava kiihtyvyyssarvo. Kyseisen esimerkkitapauksen kiihtyvyyden tuloksia on esitetty kuvassa (Kuva 6.10). Myös poikittainen värähtely voi muodostua kyseisellä rakenteella jo merkittäväksi. Koska pyörteiden irtoamisen ja poikittaisen värähtelyn arviointi parametrisesti on hyvin epävarmaa, tulisi kohteesta suorittaa kokeellisia mittauksia. Lisäksi poikittaisen värähtelyn luonne ei ole todenmukainen geometrian yksinkertaistuksien vuoksi, ja tästäkin syystä dynaaminen tuulitunnelimittaus olisi välttämätöntä vastaavan rakennuksen suunnittelussa.

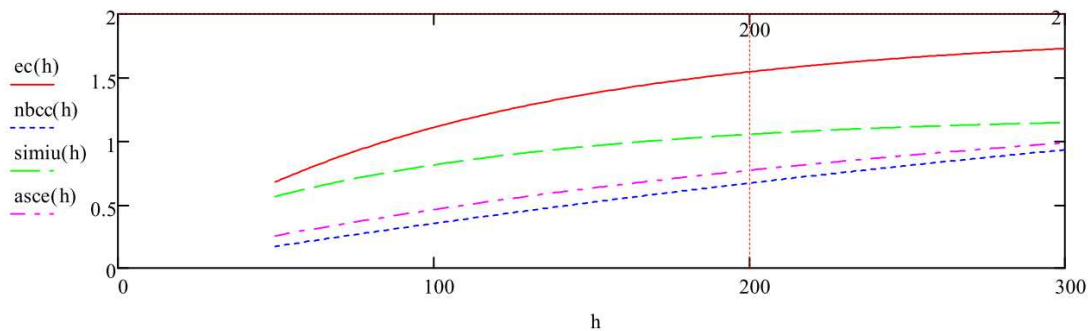


Kuva 6.9 Laskentaesimerkissä on kohteen korkeinta osaa jatkettu niin, että suurin korkeus on noin 200 metriä. Kuvassa on esitetty rakenteen ensimmäinen ominaismuoto, jonka taajuus on todellista tapausta vastaavalla jatkettulla rakenteella 0,15 Hz.

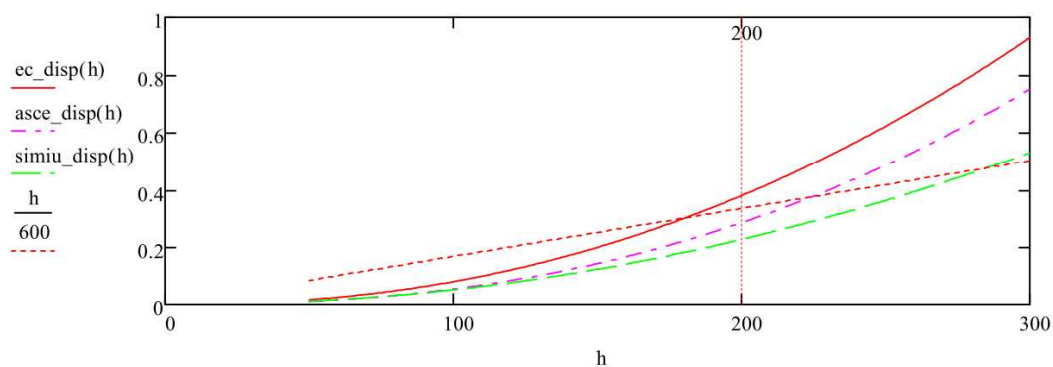
Vaikka normimitoituksissa on melko huomattavia eroja (Kuva 6.10), on Eurokoodin antama tuloksen perusteella syytä suorittaa tarkempia tutkimuksia tuulensuuntaisesta

värähtelystä. Lisäksi voidaan olettaa, että murtorajatilan tuulennopeuksia tarkastellessa nousee myös poikkisuuntainen vaste huomattavasti mitoitustuulennopeuden lähestyessä kriittistä tuulennopeutta. Pyörteiden muodostumisen rajoittaminen vaatisi tällöin myös geometrisia muokkauksia rakenteeseen kiihtyvyyden saamiseksi sallittuihin rajoihin. Näiden muutosten vaikutusten varmentaminen taas vaatii myös dynaamista tuulitunneli-testausta.

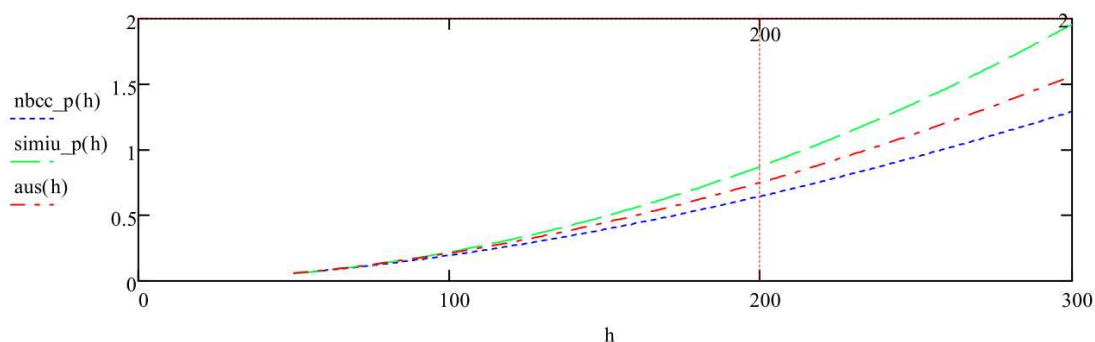
Tuulensuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



Tuulensuuntaiset maksimitaipumat huipulla [m]



Poikkisuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



Kuva 6.10 Kuvassa on esitetty esimerkkirakennuksen mukaisen rakennuksen tuulensuuntaisen ja poikittaisen värähtelyn kiihtyvyyden huippuarvot korkeuden funktiona käyttörajatilan tuulikuormituksessa. Laskentamenetelmät ovat kuten liitteessä 4.

Murtorajatilan tarkasteluissa saadaan liitteen 1 mukaisilla laskelmilla myös suurimmaksi taipumaksi noin 0,4 metriä sen korkeimmalla kohdalla. Tämä taas tarkoittaa tiukimpi-

en taipumarajojen ylittymistä, jonka vuoksi rakenteessa tulisi tarkastella mahdollisten lisäjäykisteiden käyttöä. Kyseisessä rakennuksessa voitaisiin käyttää lisäjäykisteinä esimerkiksi kerroksittaista ulokejäykistystä, jonka on todettu pienentävän taipumia tehokkaasti korkeissa rakennuksissa.

Tämän tarkastelun perusteella on selvää, että alkuperäinen esimerkkirakenne on vähintäänkin rajatapaus, jossa dynaamiset tuulitunnelitestaukset ovat suositeltavia luotettavien tulosten saamiseksi. Mikäli rakennuksen kokonaiskorkeutta nostettaisiin esimerkiksi 200 metriin, vaatisi värähtelymitoitus huomattavasti kattavampaa tarkastelua. Nykyisen esimerkkirakennuksen yksinkertaistetun tarkastelun tulosten perusteella voidaan kuitenkin todeta, ettei rakennuksen värähtely normimitoituksen perusteella ole ongelmallinen. Kokeellinen vahvistus tälle oletukselle todellisella rakenteen muodolla olisi ollut hyvä täydennys rakenteen mitoitukseen, mutta tässä tapauksessa sitä ei todennäköisesti tulla toteuttamaan aikataulu- ja kustannussyistä.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO

7.1 Johtopäätökset ja jatkotutkimukset

Tutkimuksen tuloksena on saatu käsiteltyä lukuisia eri lähteitä korkeiden rakennusten tuulivärähtelyn aiheen alueelta ja koottua niistä tiivistetysti tietoa aiheeseen tulevaisuudessa perehtyville. Tutkimuksessa on esitelty aiheen teorian lisäksi läpi eri normien mukaista värähtelymitoitusta sekä tuulitunnelikokeiden suorituksen periaatteita. Tutkimuksen perusteella on selvää, että vaikka Suomessa käytettävän Eurokoodin mukaan voidaan sen perusteella mitoittaa tuulivärähtelylle alle 200 metriä korkeita rakennuksia, on sen soveltaminen usein mahdotonta rakennuksen epälineaarisuuksien vuoksi. Eurokoodimitoitusta voidaan sen soveltuessa kohteeseen käyttää itsenäisesti alle 100 metrin rakennusten värähtelymitoitukseen, mikäli pyörteiden irtoamisen aiheuttaman poikkivärähtelyn voidaan olettaa olevan merkityksetön. Muiden alle 200 metrin korkuisten rakennusten suunnittelussa Eurokoodimitoitusta voidaan käyttää esimerkiksi muiden mitoitusmenetelmien tulosten vertailuun ja esisuunnitteluun. Kokeellinen mitoitus olisi joka tapauksessa suositeltavaa useimmille yli 100 metrin rakennuksille.

Tuulitunnelitestaus on yleisin ja luotettavin käytössä oleva kokeellisen mitoituksen menetelmä ja sitä tullaan käyttämään monissa tulevaisuuden projekteissa myös Suomessa. Paikallisten testauspaikkojen ja osaajien vähyyden vuoksi myös kansainvälisten konsulttiyritysten käyttöä hankkeissa kannattaa harkita. Tuulitunnelitestauksen suorittamisessa on monia vaatimuksia tulosten luotettavuuden varmistamiseksi. Vaikka tämän työn tekemisen aikana ei esimerkkikohteen tuulitunnelitestaukseen ehditty suorittaa, tullaan kohteen tulosten käsittely ja esimerkkikohteen mitoitus perustamaan tässä työssä esitettyjen periaatteiden soveltamiseen.

Rakenteiden dynamiikan tarkastelun osalta voidaan todeta, että joissakin rakenneanalyysiohjelmistoista löytyy riittävän monipuolisia toimintoja tuulikuormituksen vasteiden arviointiin, jolloin erillisten matemaattisten laskentamallien muodostaminen ei ole välttämätöntä. Työssä käytetty RFEM -ohjelmisto osoittautui varsin monipuoliseksi työkaluksi dynaamisissa tarkasteluissa sen RF-DYNAM -lisäosansa vuoksi, joka mahdollistaa ainakin teoriassa muun muassa kokeellisen HFPI -metodin laskennan toteuttamisen.

Tuulitekniikan aihe on todella laaja myös rakennusten osalta ja alalla on paljon kehittämistä ja tutkimusaiheita. Tämä työ toimii kuitenkin jo varsin kattavana johdantona aiheeseen. Alan osaamisen parantamiseksi mahdollisia jatkotutkimuksia kannattaisi tehdä jonkin kohteen täydellisestä tuulitunnelimitoituksesta HFFB- ja HFPI -menetelmillä

sekä rakennusten laskennallisesta virtausmallinnuksesta. Erityisesti laskennallisen virtausmallinnuksen soveltuvuus tuulitunnelitestauksen korvaajana voisi olla erittäin hyödyllinen tutkimusaihe tulevaisuudessa. Myös aerodynaamisten kuormien tietokannoista saatavien esimerkkitulosten käyttöä voitaisiin tutkia värähtelymitoituksessa.

7.2 Tutkimuksen puutteet

Tutkimuksen aihealue on valittu tietoisesti hyvin laajaksi niin, että oleellisimmat asiat tulee käsitellyksi. Laaja aihe estää kuitenkin tarkemman perehtymisen tärkeisiin aiheisiin annetussa ajassa. Tutkimuksen teoriaosuuden laajuuden ja käytännön suunnitteluesimerkin myöhästymisen vuoksi jäi luvun 6 osuus varsin pieneksi. Teorian laajuuden vuoksi olisi ollut mielekkäämpää jakaa työ esimerkiksi kahteen tutkimukseen, tuulitekniikan ja värähtelymitoituksen teoriaan sekä erilliseen käytännön esimerkkiin. Käytännön esimerkki olisi voinut olla näin ollen kattavampi ja mahdollisesti voinut sisältää myös saadut tulokset ja sekä mitoitusprosessin kulkua.

Vaikka työssä on pyritty käyttämään kansainvälistä lähdekirjallisuutta hyvin monipuolisesti ja asiat on pääosin varmistettu useasta lähteestä, on mahdollista että jotkin tutkimustulokset tai teorat eivät ole enää täysin ajanmukaisia. Lisäksi lähteiden esittämien asioiden taustat jäivät joiltakin osin epäselviksi. Esimerkkinä lähdekirjallisuuden puutteista mainittakoon Eurokoodin mukainen tuulen suuntaan nähden poikittainen värähtelyn arviointi ja sen epäselvyydet kohdassa 4.6.

Tutkimukseen liittyen oli tarkoitus tehdä myös käytännön värähtelymitoitusta esimerkiksi kohteeseen. Kohteeseen suunniteltu tuulitunnelimitaus on kuitenkin diplomityön teon aikataulun päättyessä vielä suorittamatta, joten tässä työssä on käsitelty vain kokeiden suorittamisen lähtökohtia ja yleisiä periaatteita. Tutkimuksen kannalta olisi ollut hyödyllistä saada käsiteltyä myös kokeiden käytännön suoritusta ja tulosten käsittelyä tarkemmin.

7.3 Yhteenveto

Tuulen vaikutuksia rakennettuun ympäristöön tutkiva tuulitekniikka on merkittävässä osassa korkeiden rakennusten tuulivärähtelyn arvioinnissa. Suomessa alalla on vain vähän osaajia ja toteutuneita korkeita rakennuksia on vielä vähän. Korkeiden rakennusten hankkeisiin tulevaisuudessa osallistuvien olisi kuitenkin syytä tietää tuulitekniikan perusteista, vaikka ei varsinaiseen mitoitukseen osallistuisikaan.

Tuulen nopeus on vahvasti paikasta ja ajasta riippuvainen ja käytännössä tämä koetaan tuulen puuskaisuutena. Pääosin satunnaiselta vaikuttavaan tuulen nopeuden vaihteluun

liittyy kuitenkin tiettyjä jaksollisuuksia, jotka taas perustuvat erilaisiin turbulenteihin ja niiden syntymekanismeihin. Lyhyen aikavälin vaihteluiden eli turbulenssin lisäksi tuulen nopeus vaihtelee merkittävästi myös pidemmällä aikavälillä. Vaikka Suomen tuuliolot ovat kansainvälisessä tarkasteluissa varsin suotuisat, voi Suomessakin esiintyä huomattavia hetkellisiä tuulennopeuksia esimerkiksi ukkosmyrskyjen ja pyörremyrskyjen yhteydessä.

Tuulen nopeus ja sen vaihtelu aiheuttaa rakennuksille vahvasti dynaamisia kuormituksia. Kuormituksen välittyminen ilman virtauksesta paineiksi rakennuksen pinnoille perustuu virtausopin ja aerodynamiikan periaatteisiin. Lopullinen kuormitus riippuu niin rakennuksen ympäristön muodoista kuin rakennuksen geometriasta. Rakennuksen dynaaminen vaste riippuu taas virtauksen turbulenssista ja sen jaksollisuuksien suhteesta rakennuksen värähtelyominaisuuksiin.

Rakenteiden dynamiikka liittyy rakenteiden tuulivasteen määrittämiseen yhtä oleellisesti kuin tuulitekniikka. Rakenteen värähtelyn määräytyminen riippuu sen dynaamisista ominaisuuksista, kuten massa- ja jäykkyysjakaumasta sekä sisäisestä vaimennuksesta. Tuulikuormitus aiheuttaa rakennukselle taustavärähtelyä ja resonanssivärähtelyä. Kuormituksen satunnaisen luonteen vuoksi rakennusten mitoituksessa käytetään satunnaisen värähtelyn laskentamenetelmiä. Rakenteen reagointia, eli vastetta tuulikuormitukseen voidaan rajoittaa lisäämällä siihen liike-energiaa sitovia laitteita, kuten massa-, viskoosi- tai viskoelastisia vaimentimia muokkaamaan rakenteen dynaamisia ominaisuuksia.

Rakennuksen vastetta voidaan arvioida analyyttisesti normien ja muiden yleisten laskentamenetelmien mukaisesti tai kokeellisesti esimerkiksi tuulitunnelitestauksella. Normimitoitus soveltuu vain yksinkertaisimpiin rakennusmuotoihin, joten tuulitunnelitestaus on alalla vallitseva mitoitusmenetelmä. Tuulitunnelitestauksessa voidaan selvittää rakennuksen paikallisia paineita, kokonaiskuormaa tai aeroelastista käyttäytymistä. Tulosten soveltaminen käytännön mitoitukseen vaatii usein tilastollista käsittelyä sekä mahdollisesti signaalinkäsittelyn menetelmiä.

Rakennuksen lopullista vastetta arvioidaan taipumien ja kiihtyvyyssarvojen neliöllisinä keskiarvoina sekä huippuarvoina. Korkeiden rakennusten suurimpia taipumia pyritään rajoittamaan kuten normaalissakin rakentamisessa, mutta lisäksi mitoituksessa tulee huomioida rakennuksen käyttäjien kokeman värähtelyn aiheuttaman kiihtyvyyden vaikutus. Rakennuksen vasteen suuruudet määräytyvät pääosin paikalla esiintyvien tuulien nopeuksien, rakennuksen hoikkuuden, ominaistaajuuksien ja vaimennussuhteen perusteella. Korkeiden rakennuksen tuulen aiheuttamaa värähtelyä ja taipumia voidaan rajoittaa erilaisilla jäykistys- ja vaimennusjärjestelmillä.

LÄHTEET

1. SFS-EN 1991-1-4:2011. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Helsinki 2011, Suomen Standardoimisliitto SFS. 254 s.
2. Holmes, John D., Wind Loading of Structures, Spon Press 2001, 348 p.
3. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Monograph on the Planning and Design of Tall Buildings, Volume CL: Tall Building, Criteria and Loading. ASCE 1980. 888 p.
4. Liu, Henry, Wind Engineering – A Handbook for Structural Engineers, Prentice-Hall 1991, 209 p.
5. Suomen Tuuliatlas [verkkosivusto] [viitattu 16.04.2012]. Saatavissa: <http://www.tuuliatlas.fi/>
6. Taranath, Bungale S., Structural Analysis and Design of Tall Buildings – Steel and Composite Construction, CRC Press 2012, 635 p.
7. Aly, A.M. & Zasso, A. & Resta, F., Dynamics and Control of High-Rise Building under Multidirectional Wind Loads, Smart Materials Research – Volume 2011, Hindawi Publishing Corporation, Article ID 549621, 15 p.
8. Taranath, Bungale S., Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press 2010, 923 p.
9. NASA, Landsat 7 Image, September 15th 1999, [verkkolähde] [viitattu 23.07.2012] Saatavissa: <http://en.wikipedia.org/wiki/File:Vortex-street-1-90deg.jpg>
10. Irwin, Peter A., Vortices and Tall Buildings: A Recipe for Resonance, Physics Today (American Institute of Physics), Volume 63, Number 9, September 2010, pp. 68-69
11. Tamura, Yukio. Wind and Tall Buildings, EACWE 5, Florence, Italy 19th – 23rd July 2009 - Proceedings. 25 p. Saatavissa: <http://www.iawe.org/Proceedings/5EACWE/K01.pdf>
12. Hansen, Svend Ole, Vortex-Induced Vibrations of Structures, Structural Engineers World Congress 2007, November 2-7, 2007, Bangalore, India. 20 p. Saatavissa: http://www.eurocodes.fi/1991/1991-1-4/background/Hansen_2007.pdf
13. Osman, S. A. & Ismail, M. T., Wind Loads Prediction Using Three-Dimensional Simulation of k- ϵ Turbulence Model, Excerpt from the Proceedings of the COMSOL Users Conference, Kuala Lumpur 2007, 4 p.

14. Simiu, Emil & Scanlan, Robert H., Wind Effects on Structures – Fundamentals and Applications to Design, John Wiley & Sons 1996, 688 p.
15. Tamura, Yukio. Wind Resistant Design of Tall Buildings in Japan, NASCC Pacific Structural Steel Conference 24-27 March 2004, Proceedings. 20 p.
16. Handa, Kamal. Comments on ISO 10137, Serviceability of buildings and walkways against vibrations, SIS EurokodNytt 4/2008, 7 p.
17. Alan G. Davenport Wind Engineering Group, Wind Tunnel Testing: General Outline, The University of Western Ontario, London, Ontario, Canada 2007, 85 p. Saatavissa: <http://www.blwtl.uwo.ca/User/Doc/Wind%20Tunnel%20Outline-Web.pdf>
18. NOAA, National Oceanic and Atmospheric Administration, NWS Lubbock, TX. [verkkolähde] [viitattu 26.07.2012] Saatavissa: <http://www.srh.noaa.gov/lub/?n=events-1970-19700511>
19. Chopra, Anil K., Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering, Second Edition, Prentice-Hall 2001, 844 p.
20. Humar, Jagmohan L., Dynamics of Structures. 3rd Edition, CRC Press 2012, 1028 p.
21. Meirovitch, L., Fundamentals of Vibrations, Waveland Press 2010, 806 p.
22. Narasimhan, S., Wind Effects on Structures, Stochastic Response of Structures – CIVE-700 Fall 2011, [Kurssimoniste] University of Waterloo, Department of Civil and Environmental Engineering, Canada 2011, 41 p.
23. Iyengar, S.H., Preliminary Design and Optimization of Steel Building Systems, ASCE-IABSE International Conference on Tall Buildings - Proceedings, Lehigh University 1972, 185 p.
24. West, J.S. & Xu, L., Structural Systems, Part 6: Lateral Load Systems – CIVE-415 Winter 2012, [Kurssimoniste] University of Waterloo, Department of Civil and Environmental Engineering, Canada 2012, 40 p.
25. Smith, B. S., Coull, A. Tall Building Structures – Analysis and Design. Wiley Interscience Publication 1991, 526 p.
26. Ellis, B.R., An Assessment of the Accuracy of Predicting the Fundamental Natural Frequencies of Buildings and the Implications Concerning the Dynamic Analysis of Structure, Proc. Inst. Civil Engineer. London 1980. pp. 763–776.
27. Tamura, Yukio. Damping in Buildings, [Esitelmäkalvot, osa 10/11] The 21st Century Center of Excellence Program, Tokyo Polytechnic University [viitattu 19.06.2012]. Saatavissa: http://www.wind.arch.t-kougei.ac.jp/info_center/ITcontent/tamura/10.pdf

28. NBCC 2005. National Building Code of Canada, Structural Commentaries (Part 4 of Division B), Commentary I – Wind Load and Effects. Canada 2005. 45 p.
29. Jacobs, William B., Building Periods: Moving Forward (and Backward), Structure Magazine, June 2008, pp. 24-27.
30. Taranath, Bungale S., Wind and Earthquake Resistant Buildings – Structural Analysis and Design, Marcel Dekker 2005, 877 p.
31. Moreschi, Luis M., Seismic Design of Energy Dissipation Systems for Optimal Structural Performance. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia. USA 2000, 206 p.
32. Tani, T. & Yoshitomi, S. & Tsuji, M. & Takewaki I. High-Performance Control of Wind-Induced Vibration of High-Rise Building via Innovative High-Hardness Rubber Damper. Structural Design of Tall and Special Buildings Vol. 18, Wiley Interscience 2009. pp. 705-728.
33. Min, Kyung-Won & Kim, Jinkoo & Lee, Sang-Hyun. Vibration Tests of 5-storey Steel Frame with Viscoelastic Dampers. Engineering Structures 26, 2004, pp. 831-839.
34. Liu, Kefu & Coppola, Gianmarc. Optimal Design of Damped Dynamic Vibration Absorber for Damped Primary Systems. Department of Mechanical Engineering, Lakehead University, Ontario, Canada. Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering, Vol. 34, No. 1, 2010. pp. 119-135. Saatavissa: <http://www.tcsme.org/Papers/Vol34/Vol34No1Paper8.pdf>
35. Lourenco, Richard. Design, Construction and Testing of an Adaptive Pendulum Tuned Mass Damper. Department of Mechanical Engineering, University of Waterloo 2011. 125 p. Saatavissa: http://uwspace.uwaterloo.ca/bitstream/10012/5776/1/Lourenco_Richard.pdf
36. du Plessis, A. 2010 [verkkolähde] [viitattu 17.07.2012]. Saatavissa: http://en.wikipedia.org/wiki/File:Taipei_101_Tuned_Mass_Damper_2010.jpg
37. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Citigroup Center, [verkkolähde] [viitattu 20.07.2012] Saatavissa: <http://skyscrapercenter.com/new-york-city/citigroup-center/>
38. Morgestern, Joe, The Fifty-Nine-Story Crisis, The New Yorker, May 29th 1995, pp.45-53, Saatavissa: <http://www.duke.edu/~hpgavin/ce131/citicorp1.htm>
39. Ahn, S. K. & Min, K-W. & Lee, S-H. & Park, J-H. & Lee, D-G. & Oh, J-G., Control of Wind-Induced Acceleration Response of 46-Story R.C. Building Structure Using Viscoelastic Dampers Replacing Outrigger System, CTBUH Conference 2004, Seoul, Korea, 6 p.

40. LaBrecque, Mort, Wind Engineering: Who Has Seen the Wind, MOSAIC Science Magazine, Volume 9 No. 6, 1978.
Saataavissa: www.mosaicsciencemagazine.org/pdf_track.php?mode=A&pk=501
41. SFS-EN 1991-1-6:2005. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-6: Toteuttamisen aikaiset kuormat. Helsinki 2005, Suomen Standardoimisliitto SFS. 52 s.
42. RIL 144-2002, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Rakenteiden kuormitusohjeet 2002. 205 s.
43. Gamble, Scott L. & Miltenburg, Roger J. & Cicci, Michael D. & Accardo, Marco, Prediction of Local Exterior Wind Pressures from Wind Tunnel Studies Using a Time History Analysis Approach, Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI), Americas Conference on Wind Engineering 2001, 10 p.
44. SEI/ASCE 5-07 – Minimum Design Loads for Buildings And Other Structures, Chapter 6 Wind Loads – Commentary, American Society of Civil Engineers 2005, 424 p.
45. Tammelin, B., Cavaliere, M., Morgan, C., Kimura, S., Peltomaa, A., Ice free anemometers, Proceeding of the International Conference, Wind Energy Production in Cold Climate, BOREAS IV, Finnish Meteorological Institute 1998, 14 p. Saataavissa:
http://virtual.vtt.fi/virtual/arcticwind/boreasiv/ice_free_anemometers.pdf
46. Ilmatieteen laitos, Tuuliennätyksiä [verkkolähde] [viitattu 10.08.2012]
Saataavilla: <http://ilmatieteenlaitos.fi/tuuliennatyksia>
47. Ilmatieteenlaitos, Suomalaisia trombitapauksia, Pohjois-Karjalan trombit 20.8.2004, [verkkolähde] [viitattu 15.08.2012]
Saataavilla: <http://ilmatieteenlaitos.fi/suomalaisia-trombitapauksia>
48. Ilmatieteen laitos, Suomen trombi-ilmasto [verkkolähde] [viitattu 10.08.2012]
Saataavilla: <http://ilmatieteenlaitos.fi/trombit-suomessa>
49. Duthinh, D. & Simiu, E., Wind Tunnels and Experimental Fluid Dynamics Research, Chapter 13: The Use of Wind Tunnel Measurements in Building Design, InTech 2011. pp. 281-300.
50. Simiu, E., Design of Buildings for Wind: A Guide for ASCE 7-10 Standard Users and Designers of Special Structures, John Wiley & Sons 2011, 352 p.
51. Irwin, Peter & Wood, Graeme, New Guidelines for Wind Tunnel Testing, CTBUH Conference video, February 3rd 2010, Mumbai, India. [videotalliointi] [viitattu 24.07.2012] Saataavilla:
http://www.ctbuh.org/TallBuildings/VideoLibrary/ConferenceVideos/2010_Mumbai_T8_IrwinWood/tabid/2217/language/en-GB/Default.aspx

52. Aero^{TKK}, Laboratory of Aerodynamics [verkkolähde] [viitattu 10.08.2012]
<http://www.aero.hut.fi/AeroTKK/WindEngineering.htm>

53. McKeon, B. J. & Smits, A. J., Static Pressure Correction in High Reynolds Number Fully Developed Turbulent Pipe Flow, Institute of Physics Publishing, Princeton University 2002, 7 p.
 Saatavissa: <http://www.princeton.edu/~gasdyn/mckeon&smits.pdf>

54. Geurts, Chris & van Benthum, Carine, Wind Loading on Buildings: Eurocode and Experimental Approach, CISM Courses and Lectures – No. 493, Wind Effects on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures, SpringerWien New York 2007, pp. 31-65

55. Baker, W.F., Full-Scale Validation of Finite Element Models for Tall Buildings, CTBUH 7th World Congress, New York 2005, 10 p.
 Saatavilla: <http://dynamo.nd.edu/pubs/conference/ctbuh05.pdf>

56. Aheilner, Burj Khalifa, 11th March 2008, [verkkolähde] [viitattu 15.08.2012]
 Saatavilla: http://en.wikipedia.org/wiki/File:Burj_dubai_3.11.08.jpg

57. Abdelrazaq, A., Validating the Dynamics of the Burj Khalifa, CTBUH Journal 2011 Issue II, CTBUH 2011, pp. 18-23.

58. BES 2010, Korkeiden rakennusten jäykistys, Betoniteollisuus ry 2010, 8 s., [verkkolähde] [viitattu 08.08.2012] Saatavissa:
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23690/Korkeiden%20rakennusten%20j%C3%A4ykistys.docx>

59. SFS-EN 1990. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2009, Suomen Standardoimisliitto SFS. 185 s.

60. CTBUH, Council on Tall Buildings and Urban Habitat - Height Criteria, [verkkosivu] [viitattu 25.07.2012] Saatavissa:
<http://www.ctbuh.org/HighRiseInfo/TallestDatabase/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>

61. Ilmatieteenlaitos, Espoon keilanimien arvioitu 50 vuoden toistumisajalla esiintyvä tuulen nopeuden keskiarvo, 2006 [tuulisuusselvityksen raportti] 12 s.

LIITTEET

1. EN1991-1-4:2011 värähtelymitoitus	15 s.
2. Rakenteiden dynamiikkaa, Mathcad laskentaesimerkit	22 s.
3. RFEM - Mathcad -laskentavertailu	4 s.
4. Värähtelyn normimitoituksen vertailu	11 s.

EN1991-1-4:2011 Korkean sylinterirakenteen tuulivärähtely**1. Lähtötiedot**

Lähtötiedoissa annetaan rakennuksen ominaisuudet sekä paikan tuulisuuteen liittyvät lähtöarvot.
Tässä laskentapohjassa ei ole huomioitu maaston muodon vaikutuksia maastoluokkaa lukuun ottamatta.

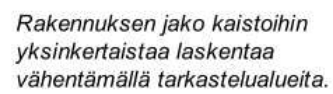
Rakennuksen korkeus [m]	$h := 200$	Korkeus rajoitettu $50 < h < 200$ m
Rakennuksen leveys [m]	$b := 30$	
Rakennuksen syvyys (leveys tuulen suunnassa)	$d := 30$	
Massatiheys [kg/m^3]	$m_d := 350$	
Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo ML II [m/s]	$v_{b_0} := 28$	SFS-NA -ohjearvo 21 m/s
Maastoluokka	<input checked="" type="radio"/> 0 <input type="radio"/> I <input type="radio"/> II <input type="radio"/> III <input type="radio"/> IV	
Alin ominaistajuuus [Hz]	Yli 50 m korkean rakennuksen alin ominaistajuuden likiarvo 46/h: $n_1 := \frac{46}{h} = 0.23$	Suosittelaa tarkemman arvon käyttöä
Rakenteellinen vaimennussuhde	$\zeta_s := 0.016$	Tässä käytössä vaimennussuhde, taulukossa F.2 annettu vaimennuksen logaritminen dekrementti
Lisälaitteiden vaimennussuhdelisä	$\zeta_a := 0$	
Ominaismuodon eksponentti (0,6...2,5)	$\zeta := 1$	Valitse välillä 0,6 ... 2,5 kohdan F.3 mukaan. s.244-246
Ilman tiheys [kg/m^3]	$\rho := 1.25$	

1. Lähtötiedot

Tuulennopeuden perusarvo
s.32

$$c_{\text{dir}} := 1.0$$
$$c_{\text{season}} := 1.0$$
$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b_0}$$

Kuva 7.4


$$h_{\text{strip}} := 4$$
$$z := 2, (h_{\text{strip}} + 2) .. h =$$

$$n_{\text{strip}} := \text{round} \left[\frac{(h - 2 \cdot b)}{h_{\text{strip}}} \right] = 35$$

$$A_z(2+n_{\text{strip}}) := \text{for } i \in 0..(n_{\text{strip}} + 2)$$

$$A_{z_i} \leftarrow \begin{cases} b \cdot b & \text{if } i = 0 \\ b \cdot b & \text{if } i \geq (n_{\text{strip}} + 2) \\ h_{\text{strip}} \cdot b & \text{otherwise} \end{cases}$$

Laskennan
apuvektoreita

$$z_e(2+n_{\text{strip}}) := \text{for } i \in 0..(n_{\text{strip}} + 2)$$

$$z_{e_i} \leftarrow \begin{cases} b & \text{if } i = 0 \\ h & \text{if } i \geq (n_{\text{strip}} + 2) \\ i \cdot h_{\text{strip}} + b & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_z(2+n_{\text{strip}}) := \text{for } i \in 0..(n_{\text{strip}} + 2)$$

$$M_{z_i} \leftarrow \begin{cases} b \cdot 0.5 & \text{if } i = 0 \\ (h - b \cdot 0.5) & \text{if } i \geq (n_{\text{strip}} + 2) \\ i \cdot h_{\text{strip}} + b + h_{\text{strip}} \cdot 0.5 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Maastoluokka

Taulukko 4.1

$$z_0 := \begin{cases} 1 & \text{if } ml = \text{"IV"} \\ 0.01 & \text{if } ml = \text{"I"} \\ 0.05 & \text{if } ml = \text{"II"} \\ 0.3 & \text{if } ml = \text{"III"} \\ 0.003 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$z_{\min} := \begin{cases} 10 & \text{if } ml = \text{"IV"} \\ 1 & \text{if } ml = \text{"I"} \\ 2 & \text{if } ml = \text{"II"} \\ 5 & \text{if } ml = \text{"III"} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Maastoluokka huomioi maaston
rosoisuuden vaikutuksen
nopeusprofiiliin. Ks. EN liite A

$$z_0 = 0.003$$

$$z_{\min} = 1$$

Tuulen nopeusprofiili s.34

Kaava 4.3

$$k_r := \begin{cases} 0.18 & \text{if } z_0 = 0.003 \\ 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{0.05} \right)^{0.07} & \text{otherwise} \end{cases}$$

NA:ssa määrätään
k.r=0.18 merialueilla
(maastoluokka 0)

$$c_r(z) := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

$$c_0 := 1 \quad \text{Rinteiden vaikutus, ks. kohta A.3}$$

Ympäristön nousu voi nopeuttaa
myös tuulta,
ks. EN1991-1-4 liite A

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_b$$

Turbulenssin keskihajonta s.38 Kaava 4.6

Vaihtelevan osan keskihajonta

$k_l := 1$ (Suositusarvo)
 $\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_l = 5.04$

Tuulenpuuskien intensiteetti s.38 Kaava 4.7

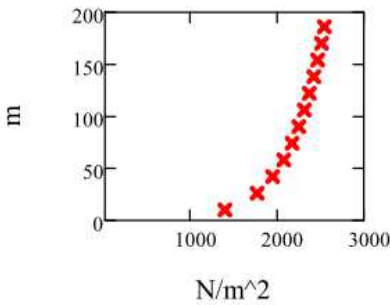
*Turbulenssi suhteessa
nopeusprofiiliin*

$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$

Puuskanopeuspaine s.40 Kaava 4.8

*Muuntaa nopeuden
tuulenpaineeksi*

$\rho := 1.25$
 $q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$
 $v_{length}(z) :=$ for $i \in z$
 $v_i \leftarrow q_p(i)$



Nopeuspainekorkeus $z_s := 0.6 \cdot h = 120$

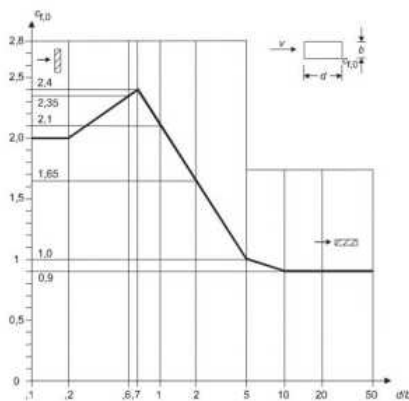
*Käytetään rakennekertoimen
määrittämiseen*

3. Voimakerroin c_f

Tuulen aiheuttamien voimien summa voidaan laskea joko voimakertoimen avulla tai pintoihin vaikuttavien paineiden summana. Tässä on laskettu rakenteen voimakerroin, joka liittyy kohdan 5.3. (s.44) tuulikuormien laskentatapaan.

Suorakaiteen muotoiset rakenneosat: Kohta 7.6, Kuva 7.23 s.114

$$\frac{d}{b} = 1$$



$$c_{f,0} := \begin{cases} 2 & \text{if } \frac{d}{b} < 0.2 \\ \left[2 + 0.875 \left(\frac{d}{b} - 0.2 \right) \right] & \text{if } 0.2 \leq \frac{d}{b} < 0.6 \\ \left[2.35 + 0.5 \left(\frac{d}{b} - 0.6 \right) \right] & \text{if } 0.6 \leq \frac{d}{b} < 0.7 \\ \left[2.4 - \left(\frac{d}{b} - 0.7 \right) \right] & \text{if } 0.7 \leq \frac{d}{b} < 1 \\ \left[2.1 - 0.45 \cdot \left(\frac{d}{b} - 1 \right) \right] & \text{if } 1 \leq \frac{d}{b} < 2 \\ \left[1.65 - \frac{13}{60} \cdot \left(\frac{d}{b} - 2 \right) \right] & \text{if } 2 \leq \frac{d}{b} < 5 \\ \left[1.1 - 0.02 \cdot \left(\frac{d}{b} \right) \right] & \text{if } 5 \leq \frac{d}{b} < 10 \\ 0.9 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Voimakerroin teräväsärmäiselle suorakaidepoikkileikkaukselle $c_{f,0} = 2.1$

Huom: Kohdissa 7.6...7.12 esitetyt voimakertoimet $c_{f,0}$ perustuvat mittauksiin rakenteilla, joiden vapaan pään ohi ilma ei pääse virtaamaan. Päätevaikutuskertoimen avulla otetaan huomioon pään ohi tapahtuvan virtauksen aiheuttama rakenteen vastuksen pienentyminen (päätevaikutus).

Kuva 7.36 ja taulukko 7.16 perustuvat mittauksiin, jotka on suoritettu turbulenssin ollessa vähäistä. Arvot, joissa turbulenssin vaikutus on otettu huomioon, voidaan määritellä kansallisessa liitteessä, mutta niitä ei ole Suomen kansallisessa liitteessä.

Pienennyskerroin

$\psi_r := 1$ Voi pienentää jos on reunat pyöristetty

Päätevaikutuskerroin

$$\lambda := \begin{cases} 1.4 \cdot \left(\frac{h}{b}\right) & \text{if } 1.4 \cdot \left(\frac{h}{b}\right) < 70 \\ 70 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Oletus } h > 50$$

$$\psi_\lambda := \begin{cases} 0.6 + \left(\frac{\log(\lambda)}{\log(10)}\right) \cdot 0.1 & \text{if } \lambda < 10 \\ 0.7 + \left(\frac{\log(\lambda)}{\log(100)} - \frac{\log(10)}{\log(100)}\right) \cdot 0.5 & \text{if } 100 \geq \lambda \geq 10 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_\lambda = 0.697$$

Voimakerroin rakenteelle:

$$c_f := c_{f_0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 1.464$$

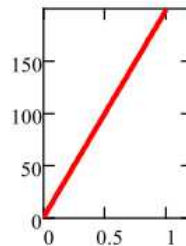
3. Voimakerroin c.f

4. Rakenteen ominaisuudet

Määritetään rakennuksen dynaamiset ominaisuudet likiarvomenetelmillä.

Alin ominaismuoto

$$\Phi_1(z) := \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$$



Ekvivalentti massa, massa korkeusmetriä kohden:

$$m_m(z) := m_d \cdot b \cdot d$$

$$m_e := \frac{\int_0^h m_m(s) \cdot (\Phi_1(s))^2 ds}{\int_0^h (\Phi_1(s))^2 ds} = 315000$$

Jakoviivan yläpuoli vastaa modaalimassaa, eli massamatriisi kertaa ominaismuoto. Tässä massan integrointi suhteessa ominaismuodon neliöön korkeuden suhteen.

Yhtälössä selvitetään keskimääräinen modaalimassa/pituusmetri. Tähän voi sisällyttää myös korkeuden suhteen muuttuvan massan yhtälön.

Vaimennuksen logaritminen dekrementti:

Lisälaitteiden vaimennus

$$\delta_d := \zeta_a \cdot 2\pi$$

Aerodynaaminen vaimennus:

$$\delta_a := \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = 0.02$$

Likiarvokaava, todellisuudessa integroitava rakenteen massan / m² ja ominaismuodon suhteen leveyden ja korkeuden yli.

Rakenteellinen vaimennus:

$$\delta_s := \zeta_s \cdot 2\pi \quad \text{Taulukko F.2}$$

Sisäisen vaimennuksen logaritminen dekrementti

$$\delta := \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0.121$$

*Vaimennuksen logaritminen dekrementti voidaan muuntaa vaimennussuhteeksi suhteessa 1/(2*π).*

4. Rakenteen ominaisuudet

5. Rakennekerroin c.s.c.d

Tuulikuorman dynaamiset lisärasitukset otetaan huomioon rakennekertoimella. Määritetään rakennuksen muodon ja dynaamisten ominaisuuksien vaikutus vasteeseen.

Oletetaan että arvo täytyy määrittää yksityiskohtaisella menetelmällä.

Määritetään arvot k_p , B ja R **liitteen B** mukaisesti:

Tuulenpyörteen ulottuvuus

$$L_t := 300 \quad z_t := 200$$

$$\alpha := 0.67 + 0.05 \cdot \ln(z_0)$$

Vertailuarvot, annettu kohdassa B.1

$$L(z) := L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha$$

$$L(z_s) = 247.127$$

Muuttuja esittää keskimääräistä puuskan kokoa metreissä.

Dimensiottoman tehospektrin tiheysfunktio

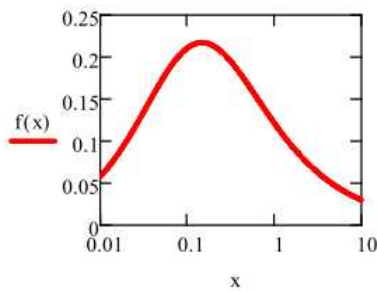
$$f_L(z, n) := \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$$

$$f_L(z_s, n_1) = 1.064$$

$$S_L(z, n) := \frac{6.8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z, n))^{(5+3)}}$$

$$S_L(z_s, n_1) = 0.117$$

$$f(x) := \frac{6.8 \cdot x}{(1 + 10.2 \cdot x)^{\left(\frac{5}{3}\right)}}$$



Kuvaa tuulen turbulenssin taajuuden jakaumaa.

Taustapyörteiden vaikutusparametri

$$B := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}}} = 0.733$$

$$B^2 = 0.538$$

Kerroin huomioi pyörteiden eriaikaisen vaikutuksen rakenteen pinnoilla. Arvo on alle 1, eli mitä pienempi arvo, sen vähemmän pinnalla vaikuttaa suuria pyörteitä jotka vaikuttavat koko alalle.

Resonanssivasteen vaikutusparametri

$$\eta_h := \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_1) = 3.962$$

$$\eta_b := \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_1) = 0.594$$

$$R_h(\eta_h) := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h})$$

$$R_b(\eta_b) := \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b})$$

$$R := \sqrt{\frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_l) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)} = 0.86$$

$$R^2 = 0.739$$

Rakenteen värähtelymuodon kanssa resonanssissa esiintyvä turbulenssi, tässä huomioi vain alimman ominaismuodon ja sen ominaistaajuuden. Ei sovellettu monimutkaisemmille ominaismuodoille.

Huippuarvokerroin

$$\text{Resonanssitaajuus } \nu := n_l \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 0.175$$

$$T := 600$$

$$k_p := \max \left[3, \left(\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \right) \right] = 3.248$$

Tuulennopeuden modifioitua perusarvoa määritettäessä käytetty mittausaika [s], yleensä 10 min

$$\text{Koon vaikutuskerroin } c_s: c_s := \frac{1 + 7 \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_V(z_s)} = 0.894$$

$$\text{Dynaaminen kerroin } c_d: c_d := \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} = 1.14$$

$$\text{Rakennekerroin } c_s \cdot c_d = 1.019$$

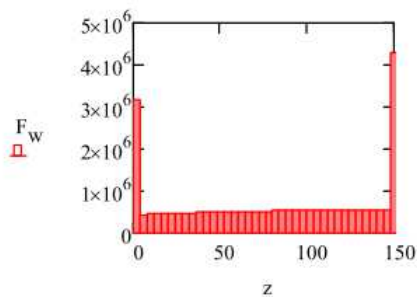
5. Rakennekerroin c.s c.d

6. Rakenteen tuulikuorma F.w

Lasketaan tuulikuormien resultantit eli rakennukseen vaikuttavat kokonaisvoimat rakennuksen juurella.

$$F_{w(n_{\text{strip}}+2)} := \text{for } i \in 0..(n_{\text{strip}} + 2)$$

$$F_{w_i} \leftarrow c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_{e_i}) \cdot A_{z_i}$$



Leikkausvoima [MN]:

$$F_{w\text{sum}} := \sum_{i=0}^{n_{\text{strip}}+2} \left(F_{w_i} \cdot \frac{1}{1000000} \right) = 25.889$$

Momentti [MNm]

$$M_{w\text{sum}} := \sum_{i=0}^{n_{\text{strip}}+2} \left(M_{z_i} \cdot F_{w_i} \cdot \frac{1}{1000000} \right) = 2845.837$$

6. Rakenteen tuulikuorma F.w

7. Tuulensuuntainen värähtely

Arvioidaan rakenteen suurin siirtymä ja kiihtyvyydet

Dimensioton kerroin

$$K_X := \frac{(2 \cdot \zeta + 1) \cdot \left[(\zeta + 1) \cdot \left(\ln \left(\frac{z_s}{z_0} \right) + 0.5 \right) - 1 \right]}{(\zeta + 1)^2 \cdot \ln \left(\frac{z_s}{z_0} \right)} = 1.5$$

Huippuarvokerroin

$$k_{\text{max}} := \max \left[3, \left(\sqrt{2 \cdot \ln(n_1 \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(n_1 \cdot T)}} \right) \right] = 3.33$$

Huippuarvokerroin maksimikiihtyvyyksien laskemiseen. Tarkasteluaika tässä T (yleensä 600s eli 10 min).

Kiihtyvyyden keskihajonta

$$\sigma_a(z) := \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot (v_m(z_s))^2}{m_e} \cdot R \cdot K_X \cdot \Phi_1(z)$$

Kiihtyvyyden keskihajonta rakennuksen huipulla

$$\sigma_a(h) = 0.06048 \quad [\text{m/s}^2]$$

Kiihtyvyyden huippuarvo rakennuksen huipulla

$$\sigma_a(h) \cdot k_{\max} = 0.201 \quad [\text{m/s}^2]$$

$$\text{Suurin kiihtyvyys: } \frac{(\sigma_a(h) \cdot k_{\max}) \cdot 100}{9.81} = 2.053 \quad [\text{prosenttia maan vetovoiman kiihtyvyydestä}]$$

Johdetaan siirtymän kaava:

$$x = F / (m \cdot (n \cdot c^2))$$

Ei esitetty Eurokoodissa

Muunnetaan ominaismuotoon:

$$q_{\text{eq}} := (F_{\text{wsum}} \cdot 1000000) = 2.59 \times 10^7$$

$$d_{\max}(h) := \frac{q_{\text{eq}}}{m_e \cdot h \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_1)^2}$$

Suurin siirtymä F_{wsum} mukaan [m]

$$d_{\max}(h) = 0.196769$$

Standardin ENV1991-2-4 (**VANHENTUNUT!**) mukainen siirtymä:

$$d_x(z) := \Phi_1(z) \cdot \frac{0.5 \cdot (1 + 7 \cdot I_V(z_s)) \cdot c_d \cdot K_x \cdot \rho \cdot b \cdot c_F \cdot (v_m(z_s))^2}{2 \cdot m_e \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_1)^2} \quad d_x(h) = 0.168983$$

▼ 8. Poikkisuuntainen värähtely

Pyörreratailmiön vaikutus tulee tutkia, kun tuulta vastaan kohtisuorassa tasossa rakenteen suurimman mitan suhde pienimpään on yli 6. Käytännössä kaikki, jossa $h > 6 \cdot (\text{pienin leveys } b)$.

Korkeille rakennuksille kriittinen tuulennopeus tulee Suomen olosuhteissa harvoin vastaan, ellei kyse ole huomattavan hoikasta ja korkeasta rakennuksesta tuulisella alueella.

HUOM!

EN1991-1-4 LASKENTAMENETELMIEN E1.5.2 ja E1.5.3 TULOKSET EIVÄT OLE JOHDONMUKAISIA KORKEIDEN RAKENNUSTEN DIMENSIOILLA JA NE OVATKIN MAHDOLLISETI TARKOITETTU VAIN ERITYISEN HOIKILLE RAKENTEILLE KUTEN MASTOILLE JA SAVUPIIPUILLE

Valitaan rakenteen muotoa (tässä suorakaide) vastaava Strouhalin luku kuvasta E.1

$$St := \begin{cases} 0.12 & \text{if } \frac{d}{b} < 1 \\ \left[0.12 - 0.06 \cdot \left(\frac{d}{b} - 1 \right) \right] & \text{if } 1 \leq \frac{d}{b} < 2 \\ 0.06 & \text{if } 2 \leq \frac{d}{b} < 3 \\ \left[0.06 + 0.09 \cdot \left(\frac{d}{b} - 3 \right) \right] & \text{if } 3 \leq \frac{d}{b} < 3.5 \\ \left[0.15 - 0.04 \cdot \left(\frac{d}{b} - 3.5 \right) \right] & \text{if } 3.5 \leq \frac{d}{b} < 5 \\ \left[0.11 - 0.02 \cdot \left(\frac{d}{b} - 5 \right) \right] & \text{if } 5 \leq \frac{d}{b} < 10 \\ 0.9 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \frac{d}{b} = 1$$

$$St = 0.12$$

$$v_{\text{crit1}} := \frac{b \cdot n_1}{St} = 57.5 \quad \text{Kriittinen tuulennopeus [m/s]}$$

$$\text{Vaikutusta ei tarvitse tutkia, kun } 1.25 \cdot v_m(h) = 69.977 < v_{\text{crit}}$$

$$\text{Scrutonin luku} \quad Sc := \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_e}{\rho \cdot b^2} = 56.297$$

Huom!

Tarkista poikkisuuntaisen värähtelyn todellinen ominaistajuus, yleensä ei sama kuin tuulensuuntaisen.

E.1.5.2. Tuulta vastaan poikittainen amplitudi

$$c_{lat0} := 1.1 \quad (\text{Taulukosta E.2})$$

$$c_{lat} := \begin{cases} c_{lat0} & \text{if } \frac{v_{crit1}}{v_m(h)} < 0.83 \\ \left(3 - 2.4 \cdot \frac{v_{crit1}}{v_m(h)}\right) \cdot c_{lat0} & \text{if } 0.83 \leq \frac{v_{crit1}}{v_m(h)} < 1.25 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Amplitudi joudutaan laskemaan ei-suositellulla (NA) menettelytavalla koska suositeltu soveltuu vain ympyrä- ja neliösyylintereiden laskentaa (tai muutoin kertoimet on haettava muista lähteistä).

$$c_{lat} = 0.588$$

$$\text{Tehollisen korrelaatiopituuden kerroin} \quad K_w := 0.5$$

Valittu maksimiarvo

$$\text{Ominaismuodon kerroin} \quad K := 0.13 \quad \text{Taulukosta E.5}$$

Suurin siirtymä:

Suurin kiihtyvyys:

$$y_{max1} := b \cdot \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} = 1.4153 \quad a_{max1} := (2 \cdot \pi \cdot n_1)^2 \cdot y_{max1} = 2.956$$

Pyörreratailmiön aiheuttama kuorma:

$$F_v(z, y) := m_m(z) \cdot (2\pi n_1)^2 \cdot \Phi_1(z) \cdot y \quad F_v(h, y_{max1}) = 9.3 \times 10^5$$

Kuormitusjaksojen lukumäärä

$$v_0 := 0.2 \cdot v_m(h) = 11.196 \quad 20\% \text{ tuulennopeuden modifioidusta perusarvosta}$$

$$\varepsilon_0 := 0.3 \quad \text{Kaistanleveyskerroin, kuvaa pyörreratailmiön herättämiä värähtelyitä aiheuttavien tuulennopeuksien kaistaa}$$

$$a_1 := 100 \quad \text{Käyttöikä vuosina}$$

$$T_c := 3.2 \cdot 10^7 \cdot a_1 = 3.2 \times 10^9$$

$$N_c := 2 \cdot T_c \cdot n_1 \cdot \varepsilon_0 \cdot \left[\left(\frac{v_{crit1}}{v_0} \right)^2 \cdot e^{-\left[\left(\frac{v_{crit1}}{v_0} \right)^2 \right]} \right] = 3.315 \times 10^{21}$$

E.1.5.3. (NA suositus) Tuulta vastaan poikittainen amplitudi

Taulukosta E.6:

$C_c := 0.02$	Aerodynaaminen vakio, riippuu poikkileikkauksen muodosta
$K_a := 6$	Aerodynaamisen vaimennuksen parametri
$a_L := 0.06$	Normalisoitu raja-amplitudi

Muotojen arvoja ei taulukoitu tarpeeksi, tässä neliömuodon arvot. Käytännössä luvut määritettävä kokeellisesti rakennuksen muodolle tai selvittettävä muusta kirjallisuudesta. Yllä olevat arvot eivät ole todelliset arvot suorakaiteen muotoiselle poikkileikkaukselle.

Huippuarvokerroin:

$$k_{pv} := \sqrt{2} \cdot \left[1 + 1.2 \cdot \tan \left[0.75 \cdot \left(\frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a} \right)^4 \right] \right] = 1.803$$

Siirtymän keskihajonta:

$$c_1 := \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc}{4 \pi \cdot K_a} \right) = 4.56 \times 10^{-4} \quad c_2 := \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_L^2}{K_a} \cdot \frac{C_c^2}{St^4} \cdot \frac{b}{h} = 6.2 \times 10^{-7}$$

$$\sigma_y := b \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}} = 1.109$$

Suurin siirtymä:

Suurin kiihtyvyys:

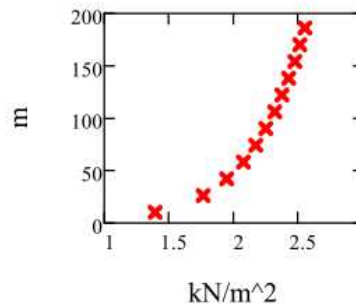
$$y_{\max 2} := \sigma_y \cdot k_{pv} = 1.999 \quad a_{\max 2} := (2 \cdot \pi \cdot n_1)^2 \cdot y_{\max 2} = 4.175$$

Pyörreratailmiön aiheuttama huippukuorma

$$F_v(h, y_{\max 2}) = 1315008.4$$

9. Tuloksia

2. Paikan puuskanopeuspaine korkeuden suhteen



3. Voimakerroin

$$c_f = 1.464$$

4. Rakenteen ominaisuuksia

$$n_1 = 0.23 \quad \text{Alin ominaistajuus}$$

$$\delta = 0.121 \quad \text{Vaimennuksen logaritminen dekrementti}$$

$$\frac{\delta}{2 \cdot \pi} = 0.019 \quad \text{Vaimennussuhde}$$

5. Rakennekerroin

$$c_s \cdot c_d = 1.019$$

6. Voimien resultantti

$$F_{wsum} = 25.89 \quad \text{MN}$$

$$M_{wsum} = 2.8 \times 10^3 \quad \text{MNm}$$

7. Tuulensuuntainen värähtely

$$d_{max}(h) = 0.196769 \quad \text{m}$$

(siirtymä johdettu

$$\sigma_a(h) = 0.06048 \quad \text{m/s}^2$$

yksinkertaistetulla

tarkastelulla, jota ei ole

esitetty Eurokoodissa)

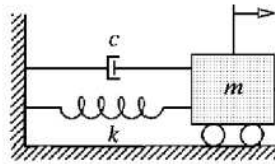
$$\sigma_a(h) \cdot k_{max} = 0.201 \quad \text{m/s}^2$$

$$\text{Prosenttia maan vetovoimasta (a/g)} \quad \frac{\sigma_a(h) \cdot k_{max}}{9.81} \cdot 100 = 2.053$$

9. Tuloksia

Rakenteiden dynamiikkaa, Mathcad laskentaesimerkit

1. Yhden vapausasteen alivaimennettu vapaa värähtelijä



Jäykkyys [N/m]:

$$k := 10$$

Massa [kg]:

$$m := 0.2$$

Vaimennusluku [Ns/m]:

$$c := 0.1$$

Ominaiskulmataajuus [rad/s]:

$$\omega_n := \sqrt{\frac{k}{m}} = 7.071$$

Kriittinen vaimennusluku:

$$c_{cr} := 2\sqrt{k \cdot m} = 2.828$$

Vaimennussuhde:

$$\zeta := \frac{c}{c_{cr}} = 0.035$$

Vaimennettu ominaiskulmataajuus:

$$\omega_D := \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} = 7.067$$

Alkusiirtymä:

$$x_0 := 1$$

Alkunopeus:

$$v_0 := 0$$

Aikaväli:

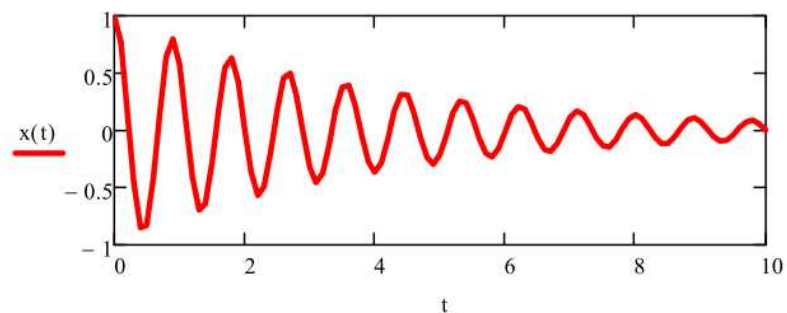
$$t := 0, 0.1 \dots 10 =$$

...

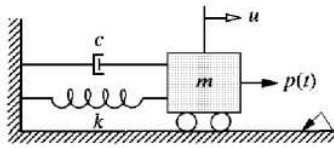
Siirtymä:

$$x(t) := \left[e^{-\zeta \cdot \omega_n \cdot t} \cdot \left(x_0 \cdot \cos(\omega_D \cdot t) + \frac{v_0 + \zeta \cdot \omega_n \cdot x_0}{\omega_D} \cdot \sin(\omega_D \cdot t) \right) \right]$$

Vasteen kuvaaja ajan suhteen:



2. Yhden vapausasteen alivaimennetun värähtelijän vaste harmonisessa kuormituksessa



Jäykkyys [N/m]:

$$k := 2$$

Massa [kg]:

$$m := 1$$

Vaimennusluku [Ns/m]:

$$c := 0.5$$

Ominaiskulmataajuus [rad/s]:

$$\omega_n := \sqrt{\frac{k}{m}} = 1.414$$

Kriittinen vaimennusluku:

$$c_{cr} := 2\sqrt{k \cdot m} = 2.828$$

Vaimennussuhde:

$$\zeta := \frac{c}{c_{cr}} = 0.177$$

Vaimennettu ominaiskulmataajuus:

$$\omega_D := \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} = 1.392$$

Alkusiirtymä:

$$x_0 := 0$$

Alkunopeus:

$$v_0 := 0$$

Aikaväli:

$$t := 0, 0.01 \dots 10 =$$

...

Kuormituksen amplitudi [N]:

$$P_0 := 2$$

Kuormituksen kulmataajuus [rad/s]:

$$\omega := 3$$

Kuormitusfunktio:

$$p(t) := P_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

Vahvistuserroin:

$$R_d := \left| \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2} \right| = 0.286$$

Taajuussuhde:

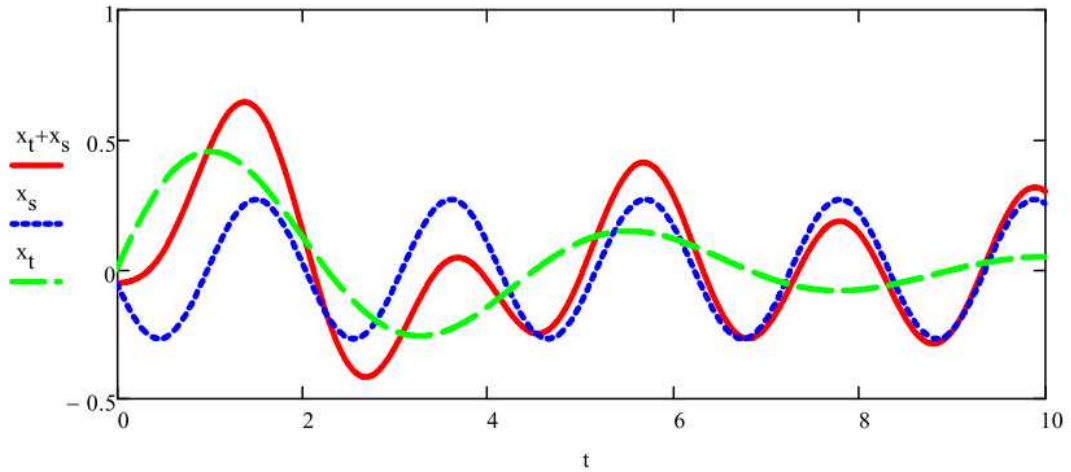
$$\Phi := \frac{\omega}{\omega_D} = 2.155$$

Vapaa värähtelyvaste:

$$x_t := e^{-\zeta \cdot \omega_n \cdot t} \cdot \left[x_0 \cdot \cos(\omega_D \cdot t) + \left[\frac{v_0}{\omega_D} - \frac{P_0 \cdot \Phi}{k \cdot (1 - \Phi^2)} \right] \cdot \sin(\omega_D \cdot t) \right]$$

Pakkovärähtelyvaste:

$$x_s := \frac{P_0}{k} \cdot \left[\frac{(1 - \Phi^2)}{(1 - \Phi^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot \Phi^2} \cdot \sin(\omega \cdot t) + \frac{-2\zeta \cdot \Phi}{(1 - \Phi^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot \Phi^2} \cdot \cos(\omega \cdot t) \right]$$

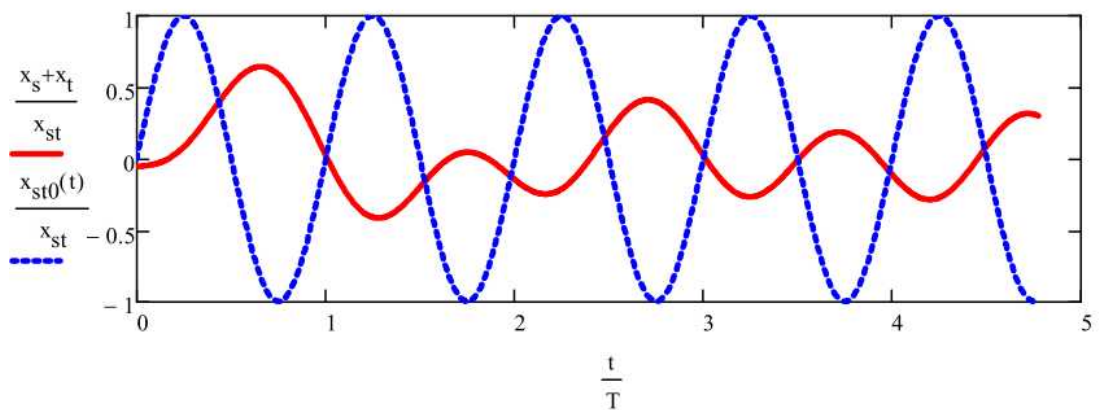


Vaihekulma:

$$\phi := \left| \operatorname{atan} \left(\frac{2\zeta \cdot \Phi}{1 - \Phi^2} \right) \right| = 11.807^\circ$$

$$x_{st} := \frac{P_0}{k} = 1 \quad x_{st0}(t) := \frac{p(t)}{k} \quad T := (2\pi \div \omega)$$

Staattinen siirtymä / dynaaminen siirtymä:



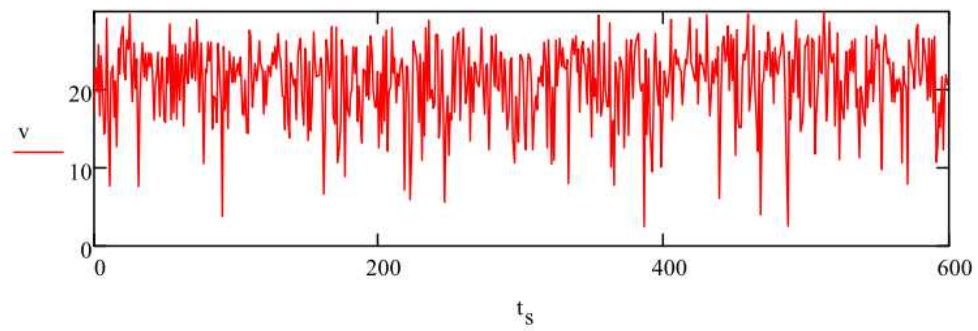
3. Yhden vapausasteen alivaimennetun värähtelijän vaste satunnaisessa kuormituksessa

Jäykkyys [N/m]:	$k := 200000$
Massa [kg]:	$m := 100000$
Vaimennusluku [Ns/m]:	$c := 2000$
Ominaiskulmataajuus [rad/s]:	$\omega_n := \sqrt{\frac{k}{m}} = 1.414$
Kriittinen vaimennusluku:	$c_{cr} := 2\sqrt{k \cdot m} = 2.828 \times 10^5$
Vaimennussuhde [%]:	$\zeta := \frac{c}{c_{cr}} = 7.071 \times 10^{-3} \quad \zeta \cdot 100 = 0.707$
Ominaistaajuus [Hz]:	$f_n := \frac{\omega_n}{2\pi} = 0.225$
Ominaisheilahdusaika [s]:	$T_n := \frac{1}{f_n} = 4.443$
Vaimennettu ominaiskulmataajuus:	$\omega_D := \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} = 1.414$

Generoidaan Weibull-jakautunut tuulinopeushistoria:

$v_m := 21$	Tuulen keskinopeus [m/s]		
$rms := 5$	Turbulenssin neliöllinen keskiarvo (RMS)		
$k_k := 1.95$	Muotokerroin		
$t := 600$	Tarkasteltava aikajakso [s]	$d_t := 0.1$	Suositellaan alle $\frac{T_n}{10} = 0.444$
$v_p := \text{rweibull}(t, k_k)$			
$v_t := \frac{rms}{\sqrt{\text{mean}[(\text{mean}(v_p) - v_p)^2]}} \cdot (\text{mean}(v_p) - v_p)$		$t_s := 0..(t - 1) =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">...</div>

$$v := v_t + v_m$$



Muunnetaan tuulen nopeus voimaksi (ilman voimakertoimia eli teoreettisessa tilanteessa):

Kuormitusala: $A := 30$

Ilman tiheys: $\rho := 1.25$

Systeemiä kuormittava voima: $f_t := A \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v^2$

Vaste Newmarkin β -metodin mukaisesti:

$$\beta := \frac{1}{4} \quad \gamma := \frac{1}{2}$$

$$k_t := k + \left(\frac{\gamma}{\beta \cdot d_t} \right) \cdot c + \left(\frac{1}{\beta \cdot d_t^2} \right) \cdot m = 4.024 \times 10^7$$

$$a := \left(\frac{1}{\beta \cdot d_t} \right) \cdot m + \left(\frac{\gamma}{\beta} \right) \cdot c = 4.004 \times 10^6$$

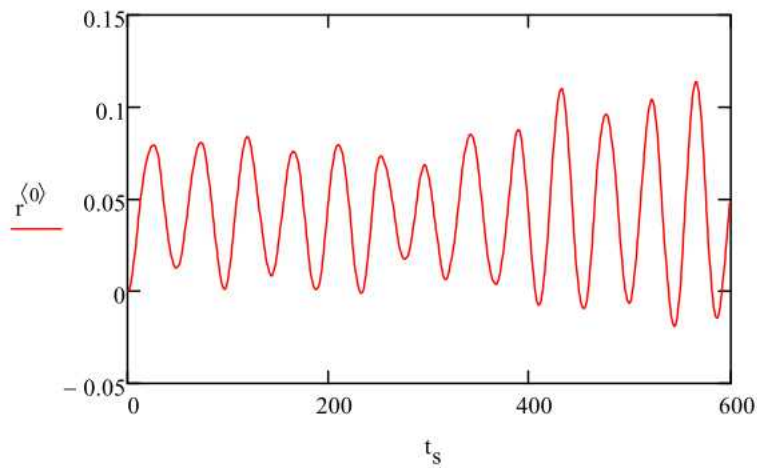
$$b := \left(\frac{1}{2 \cdot \beta} \right) \cdot m + d_t \cdot \left(\frac{\gamma}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot c = 2 \times 10^5$$

```

r :=
| d0length(ft)-1,0 ← 0
| v0length(ft)-1,0 ← 0
| a0,0 ← (ft0) ÷ m
| for i ∈ 0..(length(ft) - 2)
|   | Δp ← (fti+1 - fti)
|   | Δpt ← Δp + a·v0i + b·a0i
|   | Δx ←  $\frac{\Delta p_t}{k_t}$ 
|   | Δxd ←  $\left(\frac{\gamma}{\beta \cdot d_t}\right) \cdot \Delta x - \left(\frac{\gamma}{\beta}\right) \cdot v_{0_i} + d_t \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{2 \cdot \beta}\right) \cdot a_{0_i}$ 
|   | Δxdd ←  $\left(\frac{1}{\beta \cdot d_t^2}\right) \cdot \Delta x - \left(\frac{1}{\beta \cdot d_t}\right) \cdot v_{0_i} - \left(\frac{1}{2 \cdot \beta}\right) \cdot a_{0_i}$ 
|   | d0i+1 ← d0i + Δx
|   | v0i+1 ← v0i + Δxd
|   | a0i+1 ← a0i + Δxdd
| r ← augment(d0, v0, a0)

```


Siirtymä:



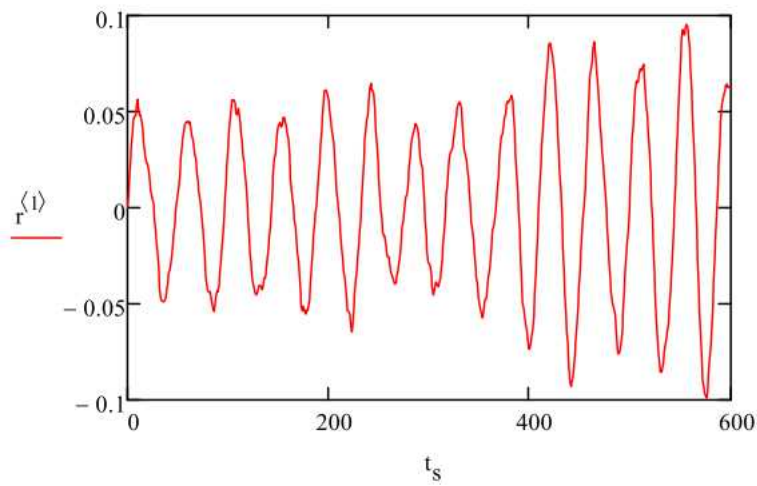
$$\max(|r^{(0)}|) = 1.319$$

$$\text{var}(r^{(0)}) = 1.039 \times 10^{-3}$$

RMS

$$\sqrt{\text{mean}[(r^{(0)})^2]} = 0.054$$

Nopeus:



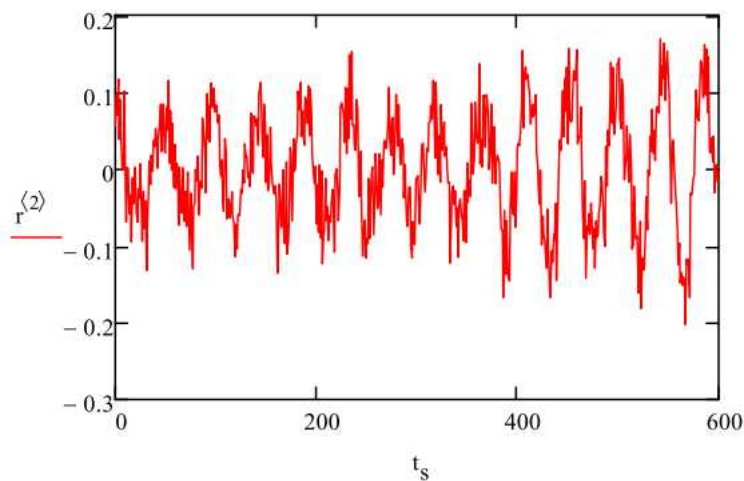
$$\max(|r^{(1)}|) = 1.109$$

$$\text{var}(r^{(1)}) = 2.048 \times 10^{-3}$$

RMS

$$\sqrt{\text{mean}[(r^{(1)})^2]} = 0.045$$

Kiihtyvyys:



$$\max(|r^{(2)}|) = 1.785$$

$$\text{var}(r^{(2)}) = 5.308 \times 10^{-3}$$

RMS

$$\sqrt{\text{mean}[(r^{(2)})^2]} = 0.073$$

4. Monivapausasteinen värähtelijä harmonisessa kuormituksessa

Määritetään rakenteen ominaisuudet:

$$m_1 := 20 \quad k_1 := 800$$

$$m_2 := 20 \quad k_2 := 800$$

$$m_3 := 80 \quad k_3 := 800$$

$$m_4 := 20 \quad k_4 := 800$$

Massamatriisi:

$$m := \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{pmatrix}$$

Jäykkymatriisi:

$$k := \begin{pmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 \end{pmatrix}$$

Ominaiskulmataajuudet:

$$\omega_n := \text{sort}(\sqrt{\text{genvals}(k, m)}) = \begin{pmatrix} 1.725 \\ 4.822 \\ 9.225 \\ 10.424 \end{pmatrix}$$

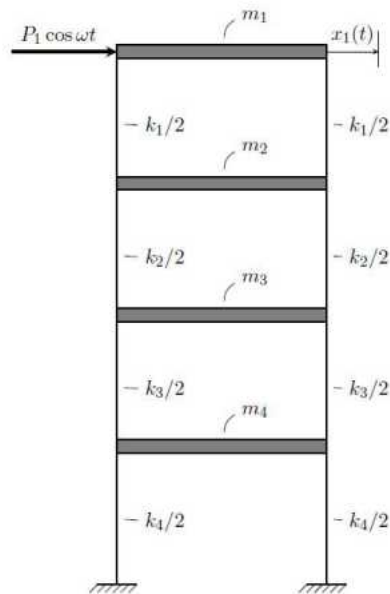
Modaalimatriisi:

$$\phi := \text{genvecs}(m, k) = \begin{pmatrix} -1 & -1 & -0.583 & -0.149 \\ -0.926 & -0.419 & 1 & 0.168 \\ -0.782 & 0.406 & -0.134 & 0.128 \\ -0.406 & 0.286 & 0.187 & -1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{0, \text{rows}(\phi)-1} := 0$$

$$\text{kerros} := 0..4 =$$

...

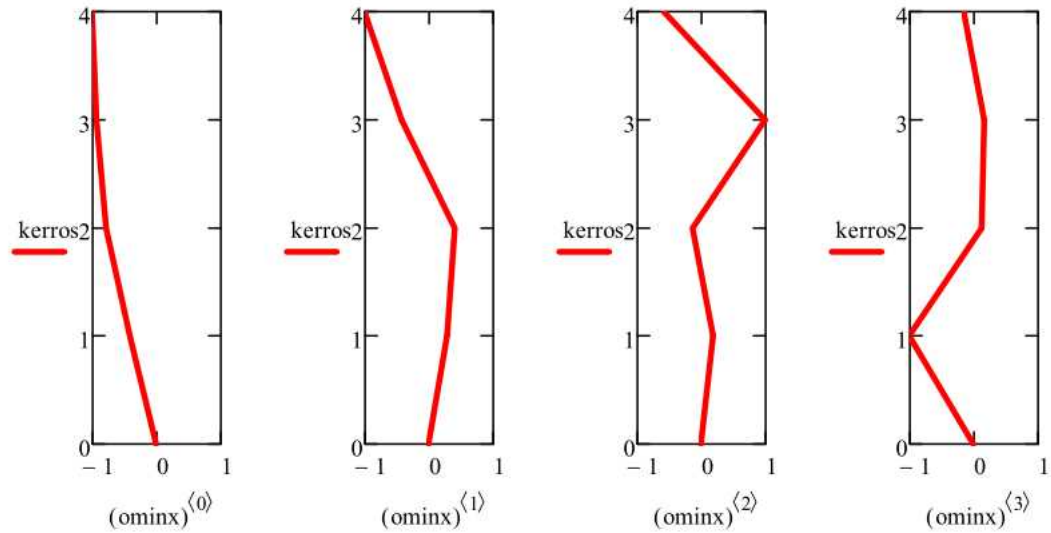


$$\text{ominm} := \text{stack}(\phi, \phi_0) = \begin{pmatrix} -1 & -1 & -0.583 & -0.149 \\ -0.926 & -0.419 & 1 & 0.168 \\ -0.782 & 0.406 & -0.134 & 0.128 \\ -0.406 & 0.286 & 0.187 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} \phi_{m_0} &:= \phi^{\langle 0 \rangle} & \phi_{m_2} &:= \phi^{\langle 2 \rangle} \\ \phi_{m_1} &:= \phi^{\langle 1 \rangle} & \phi_{m_3} &:= \phi^{\langle 3 \rangle} \end{aligned}$$

$$\text{ominx} := \text{reverse}(\text{ominm})$$

Ominaismuodot:



Vaimennusmatriisi:

Vaimennussuhde ensimmäisessä muodossa: $\zeta_1 := 0.018$

Vaimennussuhde toisessa muodossa: $\zeta_2 := 0.016$

Rayleigh-vaimennus:
$$\beta := \frac{2(\zeta_1 \cdot \omega_{n_1} - \zeta_2 \cdot \omega_{n_2})}{(\omega_{n_1})^2 - (\omega_{n_2})^2} = 1.966 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := 2\zeta_1 \cdot \omega_{n_1} - \beta \cdot (\omega_{n_2})^2 = 6.28 \times 10^{-3}$$

$$C := \alpha \cdot m + \beta \cdot k = \begin{pmatrix} 1.698 & -1.573 & 0 & 0 \\ -1.573 & 3.271 & -1.573 & 0 \\ 0 & -1.573 & 3.648 & -1.573 \\ 0 & 0 & -1.573 & 3.271 \end{pmatrix}$$

$$\zeta_3 := \frac{\alpha + \beta \cdot (\omega_{n_2})^2}{2 \cdot \omega_{n_2}} = 9.409 \times 10^{-3}$$

$$\zeta_4 := \frac{\alpha + \beta \cdot (\omega_{n_3})^2}{2 \cdot \omega_{n_3}} = 0.011$$

Vaimennettu ominaiskulmataajuus:

$$\omega_{D_{\text{length}(\omega_n)-1}} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\omega_n) - 1$$

$$\omega_{D_i} \leftarrow \omega_{n_i} \cdot \sqrt{1 - (\zeta_{i+1})^2} \quad \omega_D = \begin{pmatrix} 1.725 \\ 4.822 \\ 9.225 \\ 10.423 \end{pmatrix}$$

Modaalimassa:

Modaalijäykkyys:

$$M_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1$$

$$M_i \leftarrow \phi_{m_i}^T \cdot m \cdot \phi_{m_i}$$

$$M = \begin{pmatrix} 89.402 \\ 38.343 \\ 28.92 \\ 22.317 \end{pmatrix}$$

$$K_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1$$

$$K_i \leftarrow \phi_{m_i}^T \cdot k \cdot \phi_{m_i}$$

$$K = \begin{pmatrix} 266.04 \\ 891.715 \\ 3.142 \times 10^3 \\ 1.899 \times 10^3 \end{pmatrix}$$

Ulkoinen harmoninen kuormitus:

$$t := 0.01, 0.02.. 60 =$$

...

Kuormituksen amplitudi [N]: $P_1 := 1 \quad P_2 := 0 \quad P_3 := 0 \quad P_4 := 0$

Kuormituksen kulmataajuus [rad/s]: $\omega := 3.1$

$$f := \begin{pmatrix} P_1 \cdot \sin(\omega) \\ P_2 \cdot \sin(\omega) \\ P_3 \cdot \sin(\omega) \\ P_4 \cdot \sin(\omega) \end{pmatrix}$$

Modaali kuormitus:

$$F_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1$$

$$F_i \leftarrow \phi_{m_i}^T \cdot f$$

$$F = \begin{pmatrix} -0.042 \\ -0.042 \\ -0.024 \\ -6.205 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

$$\text{Vahvistuskerroin: } \Phi(d) := \frac{\omega}{d}$$

Alkusiirtymä:

$$x_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$X_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1$$

$$X_i \leftarrow \phi_{m_i}^T \cdot x_0$$

$$X = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Alkunopeus:

$$v_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$V_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1$$

$$V_i \leftarrow \phi_{m_i}^T \cdot v_0$$

$$V = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Modaali vaste:

Systeemin liikeyhtälö on jaettu osiin tulostusta varten:

$$\text{osal}(i,j) := \left[e^{-\zeta_{i+1} \cdot \omega_{n_i} \cdot j \cdot 0.01} \cdot \left[X_i \cdot \cos(\omega_{D_i} \cdot j \cdot 0.01) + \left[\frac{V_i}{\omega_{D_i}} - \frac{F_i \cdot \Phi(\omega_{n_i})}{K_i \cdot [1 - (\Phi(\omega_{n_i}))^2]} \right] \cdot \sin(\omega_{D_i} \cdot j \cdot 0.01) \right] \right]$$

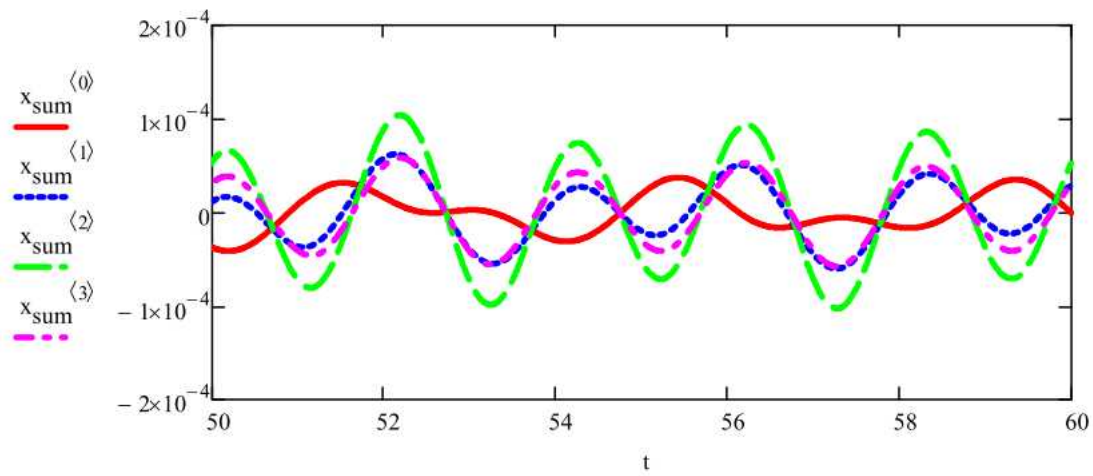
$$\text{osa}(i,j) := \frac{-2\zeta_{i+1} \cdot \Phi(\omega_{n_i})}{\left[1 - \left(\Phi(\omega_{n_i})\right)^2\right]^2 + 4 \cdot (\zeta_{i+1})^2 \cdot \left(\Phi(\omega_{n_i})\right)^2} \cdot \cos(\omega \cdot j \cdot 0.01)$$

$$\text{osa2}(i,j) := \frac{F_i}{K_i} \cdot \left[\frac{\left[1 - \left(\Phi(\omega_{n_i})\right)^2\right]}{\left[1 - \left(\Phi(\omega_{n_i})\right)^2\right]^2 + 4 \cdot (\zeta_{i+1})^2 \cdot \left(\Phi(\omega_{n_i})\right)^2} \cdot \sin(\omega \cdot j \cdot 0.01) + \text{osa}(i,j) \right]$$

$$y_{\text{length}(t), \text{length}(\phi_m)} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1 \\ \text{for } j \in 0.. \text{length}(t) - 1 \\ \xrightarrow{\quad \quad \quad} \\ y_{j,i} \leftarrow \text{osa1}(i,j) + \text{osa2}(i,j)$$

Vaste todellisessa koordi naatistossa:

$$x_{\text{length}(\phi_m)-1} := \text{for } i \in 0.. \text{length}(\phi_m) - 1 \\ x_i \leftarrow y^{(i)} \cdot \phi_{m_i}^T \quad x_{\text{sum}} := \sum_{i=0}^3 x_i$$



Muotojen osuudet maksimisiirtymästä:

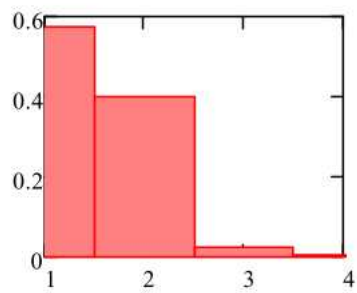
$$\text{mod}_{\max} := \text{augment} \left[\max \left[\left(x_0 \right)^{\langle 0 \rangle} \right], \max \left[\left(x_1 \right)^{\langle 0 \rangle} \right], \max \left[\left(x_2 \right)^{\langle 0 \rangle} \right], \max \left[\left(x_3 \right)^{\langle 0 \rangle} \right] \right]$$

$$\text{mod}_{\max} = \begin{pmatrix} 1.541 \times 10^{-4} & 1.071 \times 10^{-4} & 6.69 \times 10^{-6} & 6.794 \times 10^{-7} \end{pmatrix}$$

$$\text{sum}_{\max} := \left[\max \left[\left(x_0 \right)^{\langle 0 \rangle} \right] + \max \left[\left(x_1 \right)^{\langle 0 \rangle} \right] + \max \left[\left(x_2 \right)^{\langle 0 \rangle} \right] + \max \left[\left(x_3 \right)^{\langle 0 \rangle} \right] \right]$$

$$\text{per}_{\max} := \frac{\text{mod}_{\max}}{\text{sum}_{\max}} = \begin{pmatrix} 0.574 & 0.399 & 0.025 & 2.529 \times 10^{-3} \end{pmatrix}$$

$$\text{muoto} := (1 \quad 2 \quad 3 \quad 4)$$



5. Tuulikuormituksen vastespektrin muodostus

Generoidaan Weibull-jakautunut tuulen nopeushistoria:

$v_m := 0.5$ Tuulen keskinopeus [m/s]

$rms := 5$ Turbulenssin neliöllinen keskiarvo (RMS)

$k := 2$ Muotokerroin

$v_p := \text{rweibull}\left(\frac{10}{0.01}, k\right)$

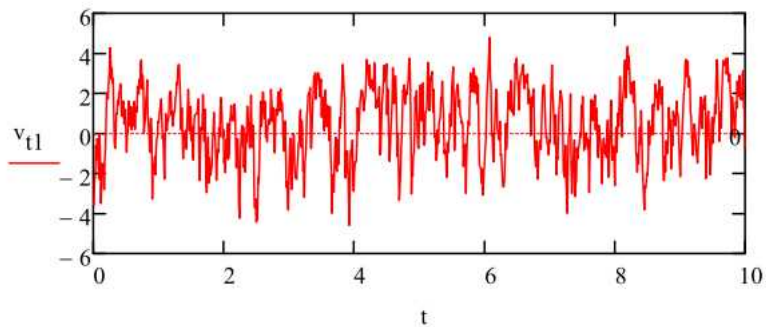
$v := \text{expsmooth}\left[\frac{rms}{\sqrt{\text{mean}\left[\left(\text{mean}(v_p) - v_p\right)^2\right]}} \cdot \left(\text{mean}(v_p) - v_p\right), 0.2\right]$

$t := 0.01, 0.02 \dots 10 =$

...

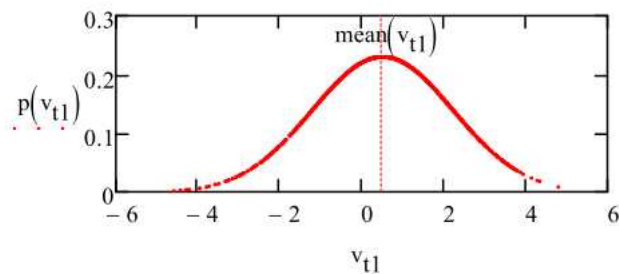
$n := \text{length}(t) - 2 = 998$

$v_{t1} := v + v_m$



Muodostetaan todennäköisyyden tiheysfunktio:

$$p(x) := \frac{1}{\sqrt{\text{var}(x)} \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left[\frac{(x - \text{mean}(x))^2}{2 \cdot \text{var}(x)}\right]}$$



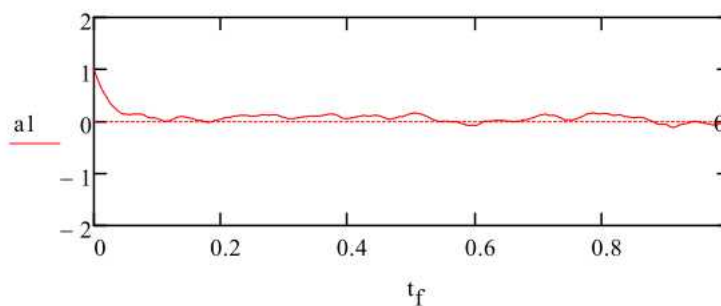
Lasketaan neliöllinen keskiarvo:

$$t_f := 0, 0.005 \dots 5 = \quad \text{smean1} := \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n-2} (v_{t1,i})^2 = 3.195$$

Lasketaan autokorrelaatiofunktion arvot:

$$w(x, i, n) := \begin{cases} i + x & \text{if } i + x \leq n \\ (i + x - n) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{aligned} \text{length}(t_f) &= 1.001 \times 10^3 \\ \text{length}(t) &= 1 \times 10^3 \\ n &= 998 \end{aligned}$$

$$a1_{\text{length}(t_f)-1} := \text{for } i \in 0 \dots (\text{length}(t_f) - 4) \\ a1_i \leftarrow \frac{1}{\text{smean1} \cdot |(n - i)|} \cdot \sum_{x=1}^{n-i} (v_{t1,x} \cdot v_{t1,w(x,i,n)})$$



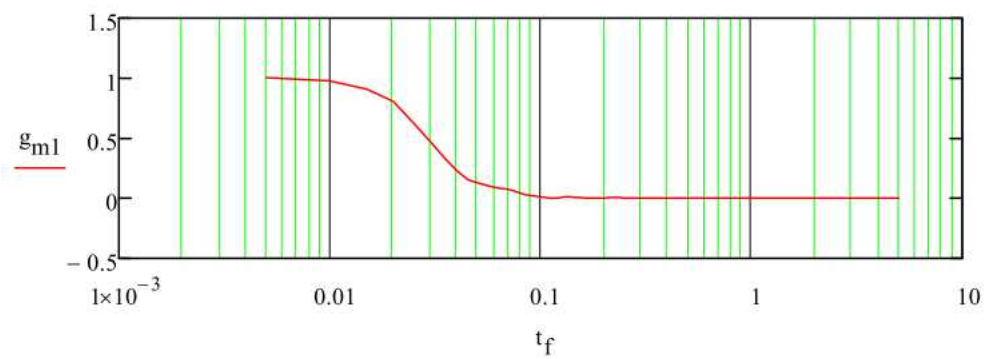
Määritetään harmonisen kuormituksen taajuusvaste:

$$\omega_n := 0.1$$

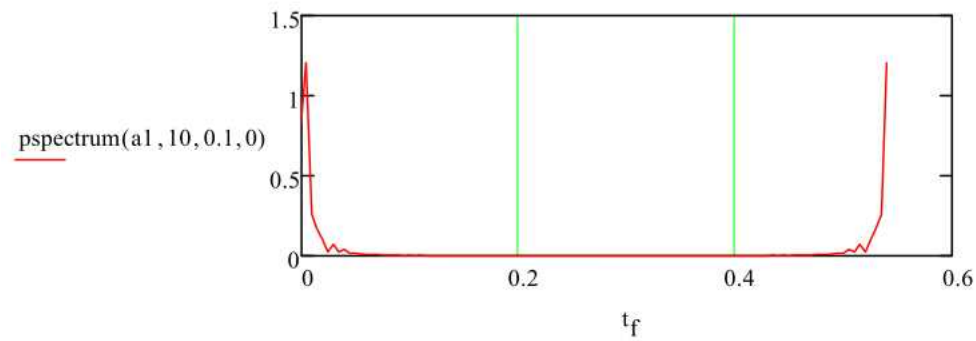
$$G_m(t_f) := \frac{1}{\left[\left(1 - \frac{t_f}{\omega_n} \right)^2 \right]^2 + \left(2 \cdot \frac{t_f}{\omega_n} \right)^2}$$

$$g_{m1}[\text{length}(a1)-1] := \text{for } i \in 0, 0.005 \dots 5$$

$$g_{m1}_{i \cdot 200} \leftarrow G_m(i) \cdot a1_{i \cdot 200}$$



Autokorrelaatiofunktion voimatiheyspektri:

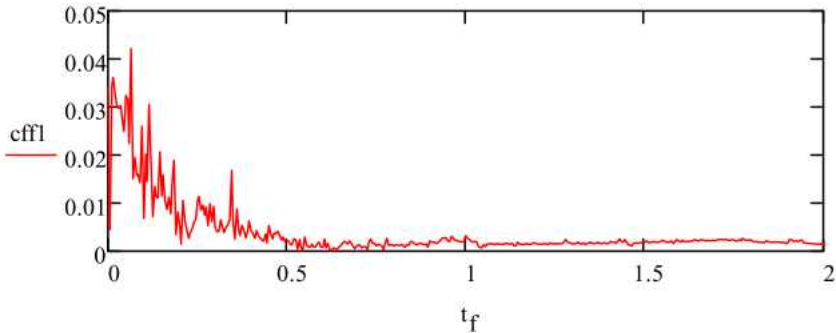


Systeemin vastespektri autokorrelaation Fourier-muunnoksena:

cfl := CFFT(a1) =

	0
0	0.069
1	$-3.003 \cdot 10^{-3} + 3.441i \cdot 10^{-3}$
2	$0.013 + 0.032i$
3	$-0.033 + 0.015i$
4	$-0.032 - 6.171i \cdot 10^{-3}$
5	$-0.03 - 4.928i \cdot 10^{-4}$
6	$-0.025 - 0.017i$
7	$-0.025 - 0.018i$
8	$-0.019 - 0.02i$
9	$-0.02 - 0.015i$
10	$-0.016 - 0.028i$
11	$-6.479 \cdot 10^{-3} - 0.031i$
12	$-7.276 \cdot 10^{-3} - 0.021i$
13	$0.032 - 0.027i$
14	$4.522 \cdot 10^{-3} - 0.014i$
15	...

$$cfl_0 := \text{for } i \in 0.. \text{length}(v_{t1}) - 1$$
$$cfl_i \leftarrow (|cfl_i|)$$



6. Massavaimentimen dynamiikkaa

Rakenteen ominaisuudet:

$$m_p := 10 \quad k_p := 5 \quad c_p := 0.05$$

$$\omega_p := \sqrt{\frac{k_p}{m_p}} = 0.707$$

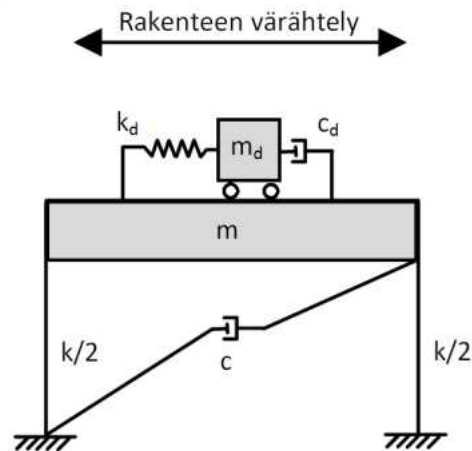
$$\zeta_p := \frac{c_p}{2m_p \cdot \omega_p} = 3.536 \times 10^{-3}$$

Massavaimentimen ominaisuudet:

$$m_d := 0.1 \quad k_d := 0.0497 \quad c_d := 0.009$$

$$\omega_d := \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} = 0.705$$

$$\zeta_d := \frac{c_d}{2m_d \cdot \omega_d} = 0.064$$

**Kuormituksen ominaisuudet:**

$$F_0 := 1 \quad \omega := \omega_p$$

Kuormituksen taajuus on usein tuntematon, joten merkitään se yhtä suureksi pääsystemin ominaistajuuden kanssa. Tällöin tarkastellaan vain näiden kahden suhdetta r .

Merkitään:

$$r := \frac{\omega}{\omega_p} = 1 \quad \mu := \frac{m_d}{m_p} = 0.01 \quad \beta := \frac{\omega_d}{\omega_p} = 0.997$$

$$\beta \text{ optimi: } \sqrt{\frac{1 - 4\zeta_d^2}{1 - \mu}} = 0.997$$

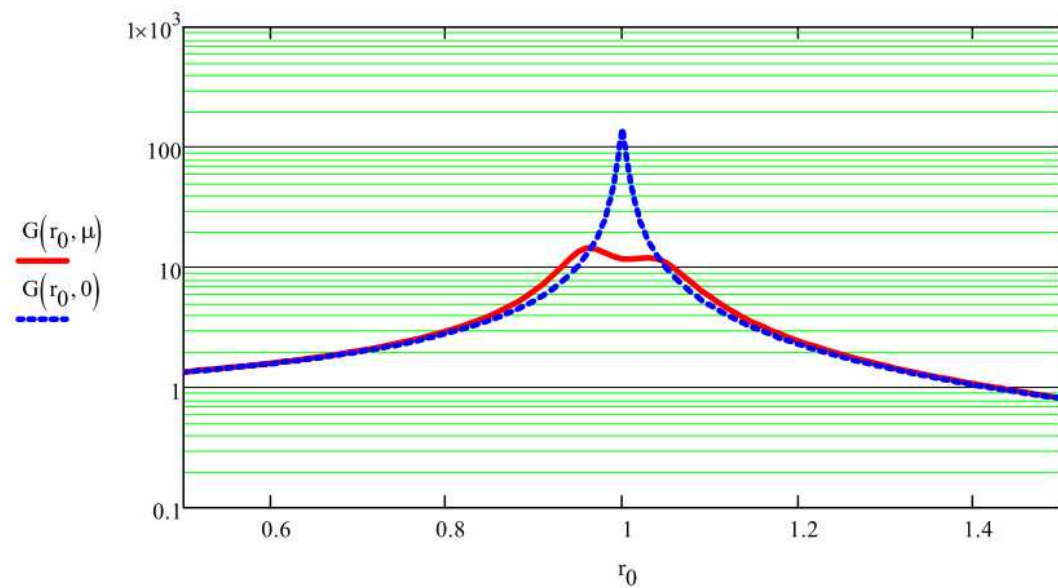
$$\zeta_d \text{ optimi: } \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8(1 + \mu)}} = 0.061$$

**Päämassan vakiotilan amplitudin itseisarvo harmonisessa kuormituksessa
(amplitudin suhde staattisen tilan (F.0/k) siirtymään, ts. "vahvistuskerroin"):**

$$G(r, \mu) := \sqrt{\frac{\left(1 - \frac{r^2}{\beta^2}\right)^2 + 4\left(\zeta_d \cdot \frac{r}{\beta}\right)^2}{\left[\frac{r^4}{\beta^2} - \left[\frac{4\zeta_d \zeta_p}{\beta} + \frac{1}{\beta^2} + (\mu + 1)\right] \cdot r^2 + 1\right]^2 + 4\left[r \cdot \left(\zeta_p + \frac{\zeta_d}{\beta}\right) - \frac{r^3}{\beta} \cdot \left(\zeta_d + \frac{\zeta_p}{\beta}\right) - \frac{r^3}{\beta} \cdot \zeta_d \cdot \mu\right]^2}}$$

$$r_0 := 0.5, 0.51 \dots 1.5 = \quad \beta_0 := 0.75, 0.755 \dots 1.25 = \quad \text{length}(r_0) = 101 \quad \text{length}(\beta_0) = 101$$

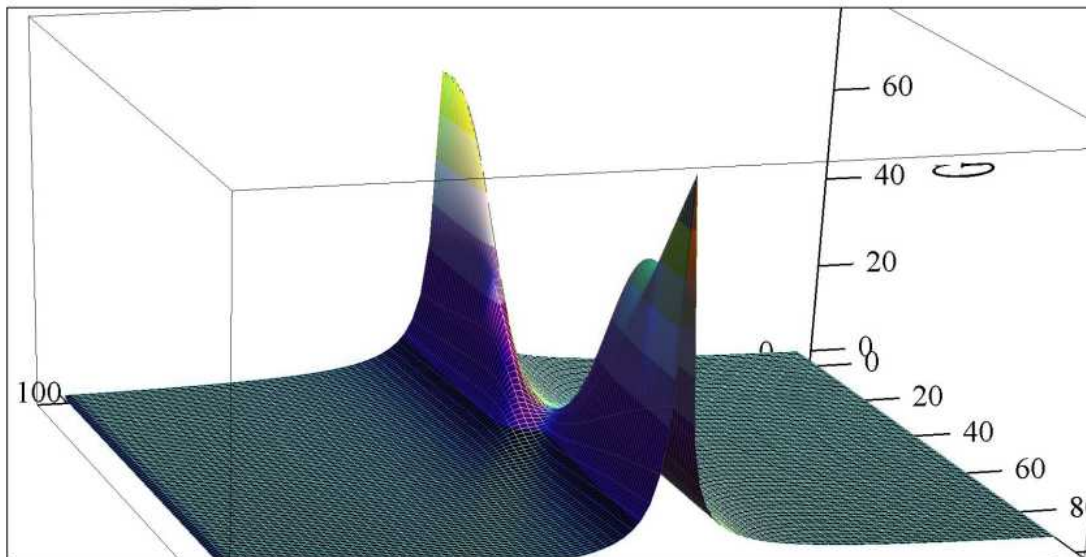
**Vahvistuskerroin taajuussuhteen funktiona massavaiementimen
massalla 1 % ja 0 % pääsysteemin massasta:**



Havainnollistetaan muuttujien r ja β vaikutusta vahvistuskertoimeen G :

$$x(i,j) := \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{i^2}{j^2}\right)^2 + 4\left(\zeta_d \cdot \frac{i}{j}\right)^2}}{\sqrt{\left[\frac{i^4}{j^2} - \left[\frac{4\zeta_d \cdot \zeta_p}{j} + \frac{1}{j^2} + (\mu + 1)\right] \cdot i^2 + 1\right]^2 + 4\left[i \cdot \left(\zeta_p + \frac{\zeta_d}{j}\right) - \frac{i^3}{j} \cdot \left(\zeta_d + \frac{\zeta_p}{j}\right) - \frac{i^3}{j} \cdot \zeta_d \cdot \mu\right]^2}}$$

$X_{\text{length}(r_0)} :=$ for $i \in 0.5, 0.51 \dots 1.5$
 for $j \in 0.75, 0.755 \dots 1.25$
 $X_{(i \cdot 100 - 50), (j \cdot 200 - 150)} \leftarrow x(i, j)$

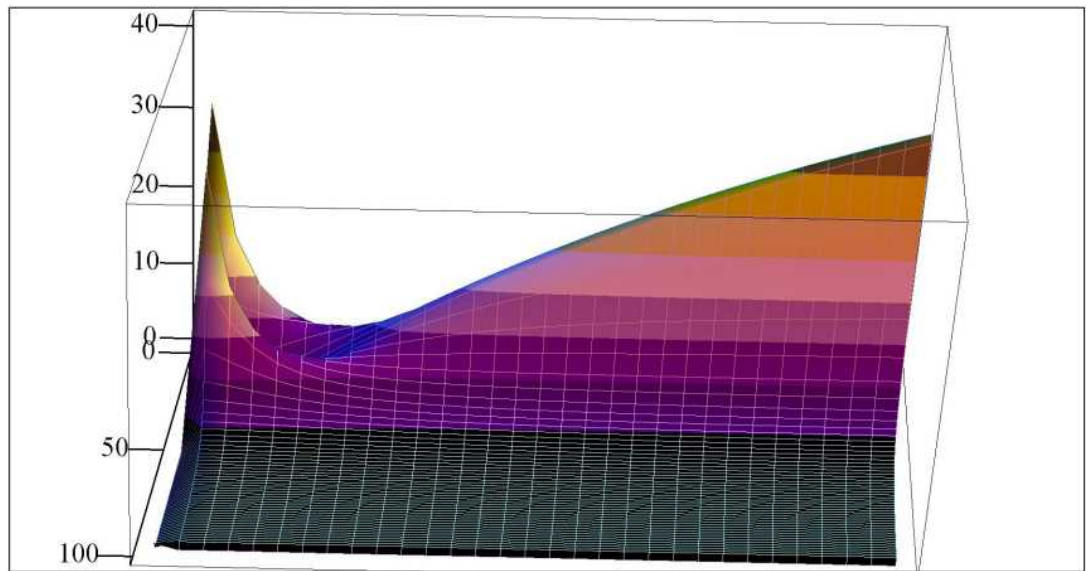


X

Havainnollistetaan muuttujien r ja ζ_d vaikutusta vahvistuskertoimeen G :

$$y(i,j) := \frac{\left(1 - \frac{i^2}{\beta^2}\right)^2 + 4\left(j \cdot \frac{i}{\beta}\right)^2}{\sqrt{\left[\frac{i^4}{\beta^2} - \left[\frac{4j \cdot \zeta_p}{\beta} + \frac{1}{\beta^2} + (\mu + 1)\right] \cdot i^2 + 1\right]^2 + 4\left[i \cdot \left(\zeta_p + \frac{j}{\beta}\right) - \frac{i^3}{\beta} \cdot \left(j + \frac{\zeta_p}{\beta}\right) - \frac{i^3}{\beta} \cdot j \cdot \mu\right]^2}}$$

$Y_{\text{length}(r_0)} :=$ for $i \in 0.5, 0.51 \dots 1.5$
for $j \in 0.01, 0.02 \dots 0.3$
 $Y_{(i \cdot 100 - 50), (j \cdot 100)} \leftarrow y(i, j)$

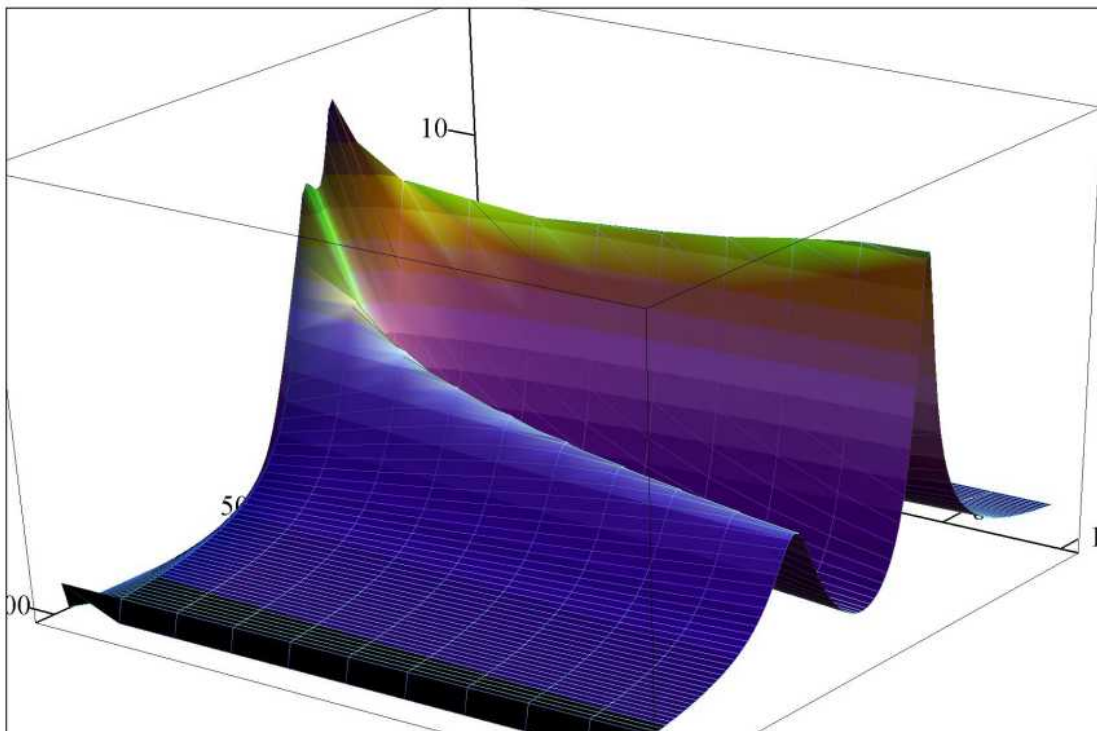


Y

Havainnollistetaan muuttujien r ja μ vaikutusta vahvistuskertoimeen G :

$$z(i,j) := \frac{\left(1 - \frac{i^2}{\beta^2}\right)^2 + 4\left(\zeta_d \cdot \frac{i}{\beta}\right)^2}{\sqrt{\left[\frac{i^4}{\beta^2} - \left[\frac{4\zeta_d \cdot \zeta_p}{\beta} + \frac{1}{\beta^2} + (j+1)\right] \cdot i^2 + 1\right]^2 + 4\left[i \cdot \left(\zeta_p + \frac{\zeta_d}{\beta}\right) - \frac{i^3}{\beta} \cdot \left(\zeta_d + \frac{\zeta_p}{\beta}\right) - \frac{i^3}{\beta} \cdot \zeta_d \cdot j\right]^2}}$$

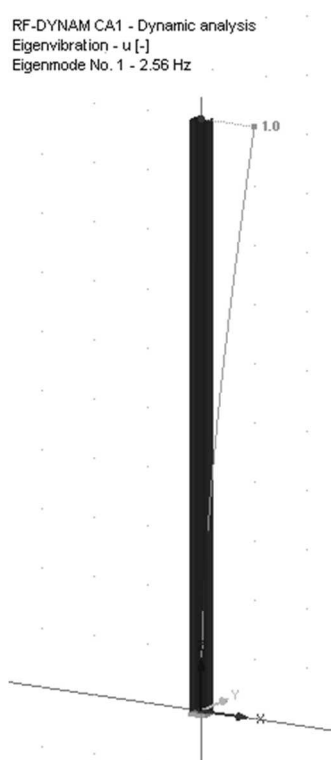
$Z_{\text{length}}(r_0) :=$ for $i \in 0.5, 0.51 \dots 1.5$
 for $j \in 0.01, 0.02 \dots 0.1$
 $Z_{(i \cdot 100 - 50), (j \cdot 100)} \leftarrow z(i, j)$



Z

RFEM – Mathcad –laskentavertailu

Tässä liitteessä esitellään systeemin vasteen laskentaa kahdella eri menetelmällä satunnaisessa kuormituksessa suoralla aikaintegroinnilla. Ensimmäinen menetelmä on numeerinen laskenta Mathcad -matematiikkaohjelmistolla, jossa on käytetty yleisiä dynamiikan kaavoja vasteen määrittämiseen. Toisena menetelmänä on RFEM-rakennepohjaisohjelmisto ja sen RF-DYNAM -lisäosa. Vertailu tehdään RFEM-ohjelmiston tulosten varmistamiseksi. Laskennassa käytetään yksinkertaista esimerkkiä, ulokepilaria, joka toimii yhden vapausasteen vaimentamattomana värähtelijänä, ks. kuva 1. Kuormituksena käytetään generoitua satunnaista kuormitusta. Lähtöarvoina käytetään taulukon 1 mukaisia materiaali- ja profiilimomaisuuksia.



Kuva 7.1 Tutkittava rakenne, HEA-300 ulokepilari, esitettynä RFEM-ohjelmistossa.

Modulus of Elast.	E [kN/cm ²]	21000,00
Shear Modulus	G [kN/cm ²]	8100,00
Poisson's Ratio	μ [-]	0,300
Specific Weight	γ [kN/m ³]	78,50
Material	Description	Steel S 355 DIN 18800:1990-11
Cross-section	Description	HE-A 300
Moment of Inertia	Bending I _y [cm ⁴]	18260,00
Cross-section	Axial A [cm ²]	113,00
Line Length	[m]	10,000

Taulukko 2 Lähtöarvot

Taulukon 1 mukaisilla lähtöarvoilla saadaan Mathcad-laskentaan seuraavat systeemin ominaisuudet:

$$k = \frac{3EI}{L^3} = 115\,000 \frac{N}{m}$$

$$m = \frac{L}{2} A \gamma = 452,27 \text{ kg}$$

Näistä lähtöarvoista saadaan yhden asteen vaimentamattomalle värähtelijälle seuraavat ominaisuudet:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = 15,949 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = 2,538 \frac{1}{\text{s}}$$

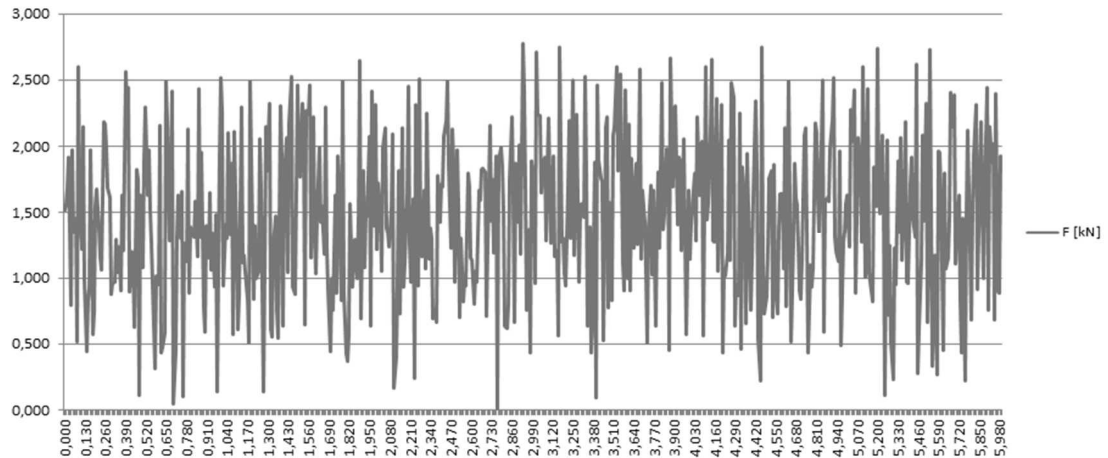
$$T_n = \frac{1}{f_n} = 0,394 \text{ s}$$

Vertailtaessa näitä tuloksia RFEM:n tuloksiin taulukossa 2, voidaan havaita tuloksissa pieni ero. Ero johtuu RFEM:n käyttämästä modaalimassasta. Sen sijaan että massa olisi idealisoitu puoleksi pilarin massasta, on se muodostettu jatkuvan rakenteen modaalimassana eli lineaarisen muodostuksen sijaan massan kertymä on kaareva, ominaismuodon mukaisesti. Tämä on siis hieman tarkempi laskentatapa, kuin Mathcad-laskennassa käytetty yleistys. Ominaisaajuudessa tämä johtaa noin 1 % eroavaisuuteen.

		RFEM	Mathcad
Modal Mass	M_l [kg]	443,53	452,27
Eigenvalue	λ [$1/\text{s}^2$]	259,369	254,273
Angular Frequency	ω [rad/s]	16,105	15,949
Eigenfrequency	f [Hz]	2,563	2,538
Eigenperiod	T [s]	0,390	0,394

Taulukko 3 Systeemin dynaamiset ominaisuudet eri laskentamenetelmillä.

Seuraavaksi generoidaan satunnainen kuormitus Mathcad-ohjelmassa, joka tuodaan myös RFEM-ohjelmaan samanlaisena. Luotu kuormitus on tallennettu 0,01 sekunnin välein ja saa arvoja välillä 0 – 3 kN. Kuormitushistorian kuvaaja on esitetty kuvaajassa 1. RFEM-mallissa kuorma laitetaan vaikuttamaan pilarin ylimpää pisteeseen X-akselin suunnassa. Mathcad-laskennassa vasteen laskenta suoritetaan myös liitteessä 2 esitellyllä Newmarkin beta-metodilla.



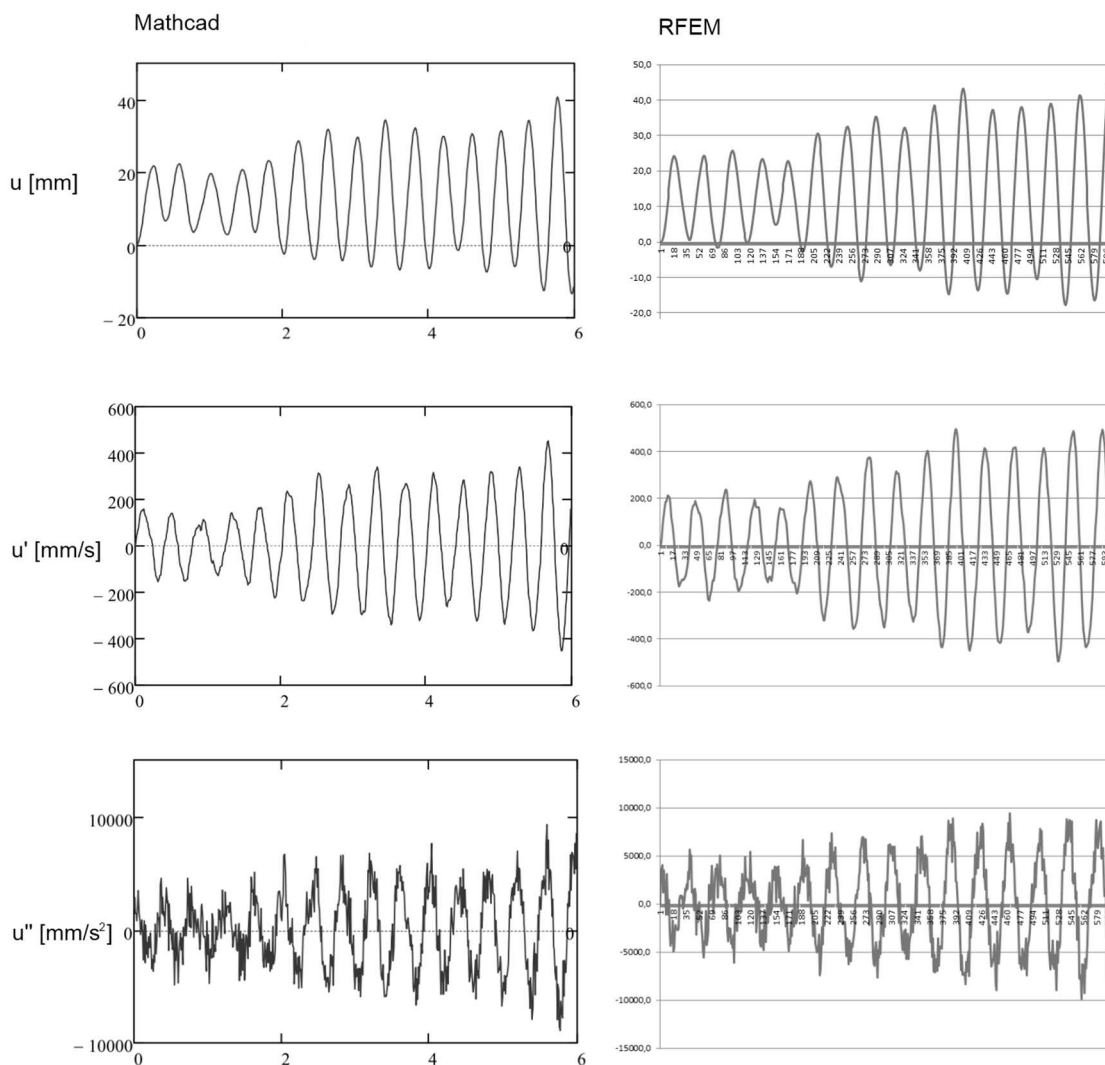
Kuvaaja 1 Satunnaisesti generoitu kuormitushistoria.

Tuloksena aikaintegroinnista saadaan taulukon 3 mukaisesti samankaltaisia tuloksia. Lisäksi kuvan 2 kuvaajien perusteella vasteet eri menetelmillä ovat hyvin samanlaisia. Erot tuloksissa johtuvat lähtötiedoissa esiintyvistä massan määrittelyistä sekä differentiaaliyhtälöiden ratkaisutavoista. Mathcad-laskennassa käytetty numeerinen ratkaisutapa tuottaa tuloksiin pieniä eroja. On kuitenkin selvää, että menetelmien tulokset ovat hyvin samankaltaisia, ja että RFEM-laskennan tuloksia voidaan pitää ainakin yksinkertaisissa tarkasteluissa paikkansa pitävinä. Lisäksi tulokset näyttäisivät olevan konservatiivisempia RFEM-laskennassa kuin toisella menetelmällä.

		RFEM	Mathcad	Ero [%]
Displacements	u_x [mm]	44,6	41,0	8,1
Velocities	u_x' [mm/s]	497,3	453,0	8,9
Accelerations	u_x'' [mm/s ²]	9396,3	8906,0	5,2

Taulukko 4 Suoran aikaintegroinnin tuloksena saadut huippuarvot eri menetelmillä.

Vertailun lopputuloksena voidaan todeta, että RFEM-ohjelmiston tulokset vastaavat riittävällä tarkkuudella ainakin Newmarkin beta-metodilla laskettuja arvoja. Suoran aikaintegroinnin liikeyhtälöiden muodostuksen ollessa melko työlästä monimutkaisissa tapauksissa, erityisesti monen vapausasteen systeemeissä, voidaan laskentaa nopeuttaa käyttämällä valmista ohjelmistoa. Lisäksi RFEM-ohjelmiston mahdollistama visualisointi ja tulosten analysointi jälkeinpäin muilla ohjelmilla tekee menetelmästä varsin käyttökelpoisen työkalun erilaisiin tarkasteluihin.



Kuva 7.2 Systeemin vastekuvaajat, siirtymä (u), nopeus (u') ja kiihtyvyys (u'') ajan funktiona kahdella eri laskentamenetelmällä.

Värähtelyn normimitoituksen vertailu

1. Lähtötiedot

Rakennuksen korkeus	$h := 50,51 \dots 300 =$ <div>...</div>	HUOM! 200 m EC rajoitus
Rakennuksen leveys	$b := 30$	
Rakennuksen syvyys (leveys tuulen suunnassa)	$d := 30$	
Rakennuksen massatiheys [kg/m^3]	$m_d := 350$	
Perustuuli, max. 10 min keskiarvo [m/s]	$v_{b_0} := 28$	(EC SFS-NA ohjearvo 21 m/s)
Maastoluokka	<input checked="" type="radio"/> 0 <input type="radio"/> I <input type="radio"/> II <input type="radio"/> III <input type="radio"/> IV	Muissa kun EC:ssa käytetty oletuksena avointa maastoluokkaa pyöriteisyyden määrittelyssä, tee korjaukset käsin jos tarvetta.
Rakenteellinen vaimennus [vaimennussuhde]	$\zeta_s := 0.016$	
Lisälaitteiden vaimennus [vaimennussuhde]	$\zeta_a := 0$	
Alin ominaistajuus [Hz] (liikiarvo 46/h)	$n_1(h) := \frac{46}{h}$	
Ominaismuodon eksponentti (0,6...2,5)	$\zeta := 1$	
Ilman tiheys [kg/m^3]	$\rho := 1.25$	

1. Lähtötiedot

EN1991-1-4:2011

Eurokoodin laskelmia ei ole esitetty tässä, ks. liite 1

Huom! Eurokoodissa on käytetty korkeinta 10 minuutin keskiarvoa 1/50 vuoden toteutumisvälillä luokassa B 10 metrin korkeudella.

NBCC 2005 tuulensuuntainen värähtely

Huom! NBCC ohjeissa käytetty korkeinta tunnin keskiarvoa 1/50 vuoden toteutumisvälillä luokassa B 10 metrin korkeudella.

$$C_e(h) := 0.5 \cdot \left(\frac{h}{10} \right)^{0.28}$$

*Avoimelle maastoluokalle (Exposure A: 10 ja 0,28)
Luokalle B: jakaja = 12.7, eksponentti = 0.50
Luokalle C: jakaja = 30, eksponentti 0.72*

$$\alpha_c := 0.28$$

*Avoimelle maastoluokalle (Exposure A: 0,28)
Luokalle B: 0.50 ja luokalle C: 0.72*

$$K_{nbcc} := 0.08$$

*Avoimelle maastoluokalle (Exposure A: 0.08)
Luokalle B: 0.1 ja luokalle C: 0.14*

$$V_H(h) := \frac{v_b}{1.07} \cdot \sqrt{C_e(h)}$$

$$q := 650 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{v_b}{1.07} \right)^2 = 0.445$$

*Reference wind pressure
(muunnettu 600 s mean -> 3600 s mean)*

$$F_c(h) := \frac{\left(1220 \cdot \frac{n_1(h)}{V_H(h)} \right)^2}{\left[1 + \left(1220 \cdot \frac{n_1(h)}{V_H(h)} \right)^2 \right]^{\frac{4}{3}}}$$

Gust energy ratio

$$s_c(h) := \frac{\pi}{3} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{8 \cdot n_1(h) \cdot h}{3 \cdot V_H(h)}} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{(10 n_1(h) \cdot d)}{V_H(h)}} \right]$$

Size reduction factor

$$T_{nbcc} := 3600$$

$$B_c(h) := \frac{4}{3} \cdot \int_0^h \left(\frac{1}{1 + \frac{x \cdot h}{457}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{x \cdot d}{122}} \right) \cdot \left[\frac{x}{\left(1 + x^2\right)^{\frac{4}{3}}} \right] dx$$

Background turbulence factor

$$v(h) := \left[n_1(h) \cdot \sqrt{\frac{s_c(h) \cdot F_c(h)}{s_c(h) \cdot F_c(h) + (\zeta_s) \cdot B_c(h)}} \right]$$

Average fluctuation rate, [cycles/s]

$$g_p(h) := \sqrt{2 \cdot \ln[(v(h)) T_{nbcc}]} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(v(h) T_{nbcc})}}$$

Peak factor

$$a_D(h) := \left[g_p(h) \cdot \sqrt{\frac{K_{nbcc} \cdot s_c(h) \cdot F_c(h)}{C_e(h) \cdot (\zeta_s)}} \cdot \frac{3.9}{(2 + \alpha_c)} \cdot \frac{C_e(h) \cdot q}{d \cdot 0.00981 \cdot m_d} \right]$$

Along-wind acceleration

$$nbcc(h) := 100 \cdot a_D(h)$$

NBCC 2005 poikittainen värähtely

$$a_r(h) := 0.0785 \cdot \left(\frac{V_H(h)}{n_1(h) \cdot \sqrt{d \cdot b}} \right)^{3.3} \quad a_r(240) = 16.128$$

$$a_w(h) := n_1(h)^2 \cdot g_p(h) \cdot \sqrt{b \cdot d} \cdot \left(\frac{a_r(h)}{m_d \cdot 9.81 \cdot \sqrt{\zeta_s}} \right)$$

Across-wind acceleration

$$nbcc_p(h) := \left(a_w(h) \cdot \frac{100}{9.81} \right)$$

Simiu 1980, lähde [12, s.330]

Simiu tuulensuuntainen värähtely

Huom! Tässä menetelmässä on käytetty korkeinta tunnin keskiarvoa.

$$z_d := 0$$

$$C_w := 0.8 \quad C_l := 0.5 \quad C_D := C_w + C_l = 1.3$$

*Mean Pressure and Suction
Coefficients (oletus)*

$$T_s := 3600$$

$$\beta_c := 6.5$$

β_c	Coastal:	6.5
	Open:	6.0
	Sparsely built	5.25
	Densely built	4.85
	City centres	4.0

$$Q(h) := 2 \left(1 - \frac{z_d^2}{h^2} \right) \cdot \ln \left(\frac{h - z_d}{z_0} \right) - 1$$

$$J(h) := 0.78 \cdot Q(h)^2$$

$$\beta(h) := \frac{6.71 Q(h)^2}{1 + 0.26 \cdot \left(\frac{b}{h} \right)}$$

$$u_s := \frac{v_m(10) \cdot 1.07}{2.5 \cdot \ln \left(\frac{10}{z_0} \right)} = 2.157$$

Friction velocity

$$f_1(h) := n_1(h) \cdot \frac{h}{u_s}$$

$$C(x) := \frac{1}{x} - \frac{1}{2x^2} \cdot \left(1 - e^{-2x} \right)$$

$$x_1(h) := 12.32 \cdot \frac{f_1(h)}{Q(h)} \cdot \frac{d}{h}$$

$$x_2(h) := 3.55 \cdot \frac{f_1(h)}{Q(h)}$$

$$N_{fl}(h) := C(x_1(h))$$

$$C_{Df}(h) := C_w^2 + 2C_w \cdot C_1 \cdot N_{fl}(h) + C_1^2$$

$$M := b \cdot d \cdot m_d = 3.15 \times 10^5 \quad \text{Mass / height}$$

$$R_s(h) := 0.59 \cdot \frac{Q(h)^2}{\left(\frac{\delta(h)}{2 \cdot \pi}\right)} \cdot \left(\frac{Q(h)}{f_1(h)}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \cdot \frac{C_{Df}(h)}{C_D^2} \cdot C(x_2(h)) \cdot \frac{1}{1 + 3.95 \left(\frac{f_1(h)}{Q(h)}\right) \cdot \left(\frac{b}{h}\right)}$$

$$M_1(h) := \frac{1}{h^2} \cdot \int_0^h M \cdot z^2 dz \quad \text{Total mass}$$

$$q_s := 0.5 \cdot \rho \cdot u_s^2 = 2.908$$

$$x_m(h) := \left[\frac{C_D \cdot b \cdot h \cdot q_s}{M_1(h) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_1(h))^2} \cdot J(h) \right] \quad \text{Mean displacement at top of structure}$$

$$\sigma_x(h) := \left[\frac{C_D \cdot b \cdot h \cdot q_s}{M_1(h) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_1(h))^2} \cdot \left(\frac{\beta(h) \cdot \beta_c}{6} + R_s(h) \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad \text{Along-wind displacement RMS}$$

$$v_x(h) := n_1(h) \cdot \left(\frac{R_s(h)}{\beta(h) \cdot \frac{\beta_c}{6} + R_s(h)} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$K_{xs}(h) := \left(1.175 + 2 \cdot \ln(v_x(h) \cdot T_s) \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Along-wind displacement peak factor}$$

$$\text{simiu_disp}(h) := \left(\sigma_x(h) \cdot K_{xs}(h) \right) \quad \text{Peak displacement}$$

$$G_s(h) := 1 + K_{xs}(h) \cdot \frac{\sigma_x(h)}{x_m(h)}$$

Gust response factor

$$\sigma_{xdd}(h) := \frac{\sqrt{C_D} \cdot b \cdot h \cdot q_s}{M_1(h)} \cdot R_s(h)^{\frac{1}{2}}$$

Along-wind acceleration RMS

$$K_{xdd}(h) := \left(1.175 + 2 \ln(n_I(h) \cdot T_s) \right)^{\frac{1}{2}}$$

Along-wind acceleration peak factor

$$\text{simiu}(h) := \frac{100}{9.81} \cdot \sqrt{(\sigma_{xdd}(h) \cdot K_{xdd}(h))^2}$$

Simiu poikittainen värähtely, kaava 9.2.1 s.344

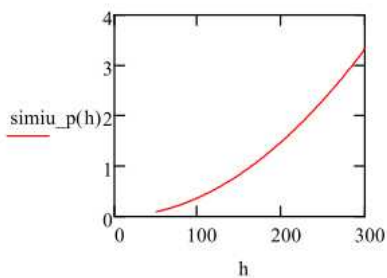
Menetelmä ei huomioi lock-in ilmiötä ($\sigma_y < \sigma_{cr}$)

$$C_s := 0.0006 \quad n := 3.5 \quad A := b \cdot d = 900$$

$$\sigma_{sy}(h) := \frac{\sqrt{A}}{K_{xs}(h)} \cdot C_s \cdot \left(\frac{V_H(h)}{n_I(h) \cdot \sqrt{A}} \right)^n \cdot \frac{1}{(\zeta_s)^2} \cdot \frac{\rho}{m_d}$$

Cross-wind displacement RMS

$$a_{ymax}(h) := (2\pi \cdot n_I(h))^2 (\sigma_{sy}(h) \cdot K_{xs}(h)) \quad \text{simiu}_p(h) := \left(a_{ymax}(h) \cdot \frac{100}{9.81} \right)$$



$$\sigma_{sy}(200) = 0.019$$

$$a_{ymax}(200) = 0.145$$

ASCE 7-05

ASCE Tuulensuuntainen värähtely (kaavoissa käytetty yksiköitä ft ja ft/s)

$\frac{m}{ft} = 3.281$

Huom! ASCE ohjeissa käytetty 3 s puuskanopeutta 1/50 vuoden toteutumisväliillä luokassa C 10 metrin korkeudella.

$V_{ft} := 3.281 \cdot v_b \cdot 1.43 = 131.371$

Nopeus muunnettu ft/s ja 3 s gust

Exposure	α	z_g (ft)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	ℓ (ft)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (ft)*
B	7.0	1200	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0	30
C	9.5	900	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0	15
D	11.5	700	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0	7

$z_{ft}(h) := 0.6 \cdot h \cdot 3.281$

$C_{ft} := 0.15$

Exposure class D, vastaa avointa maastoa

$I_{ft}(h) := C_{ft} \cdot \left(\frac{33}{z_{ft}(h)}\right)^{\frac{1}{6}}$

$L_{ft}(h) := 650 \cdot \left(\frac{z_{ft}(h)}{33}\right)^{\frac{1}{8}}$

Katso arvot yllä olevasta taulukosta tarvittaessa

$Q_{ft}(h) := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(b \cdot 3.281 + \frac{h \cdot 3.281}{L_{ft}(h)}\right)^{0.63}}}$

Background response

$$V_{\text{mean}_{\text{ft}}(h)} := \left[0.8 \cdot \left(\frac{z_{\text{ft}}(h)}{33} \right)^{\frac{1}{9}} \cdot V_{\text{ft}} \right]$$

Mean hourly wind speed
(katso arvot yllä olevasta
taulukosta tarvittaessa)

$$V_{\text{hat}_{\text{ft}}(h)} := \left[1.07 \cdot \left(\frac{z_{\text{ft}}(h)}{33} \right)^{\frac{1}{9}} \cdot V_{\text{ft}} \right]$$

Wind peak
(katso arvot yllä olevasta
taulukosta tarvittaessa)

$$N_I(h) := \frac{n_I(h) \cdot L_{\text{ft}}(h)}{V_{\text{mean}_{\text{ft}}(h)}}$$

$$R_n(h) := \frac{7.47 \cdot N_I(h)}{(1 + 10.3 \cdot N_I(h))^{\frac{5}{3}}}$$

$$\eta_{b_{\text{ft}}(h)} := \frac{4.6 \cdot n_I(h) \cdot b \cdot 3.281}{V_{\text{mean}_{\text{ft}}(h)}}$$

$$R_B(h) := \left[\frac{1}{\eta_{b_{\text{ft}}(h)}} - \frac{1}{2 \cdot \eta_{b_{\text{ft}}(h)}^2} \cdot \left(1 - e^{-2 \cdot \eta_{b_{\text{ft}}(h)}} \right) \right]$$

$$\eta_{h_{\text{ft}}(h)} := \frac{(4.6 \cdot n_I(h) \cdot h \cdot 3.281)}{V_{\text{mean}_{\text{ft}}(h)}}$$

$$R_{h_{\text{ft}}(h)} := \left[\frac{1}{\eta_{h_{\text{ft}}(h)}} - \frac{1}{2 \cdot \eta_{h_{\text{ft}}(h)}^2} \cdot \left(1 - e^{-2 \cdot \eta_{h_{\text{ft}}(h)}} \right) \right]$$

$$\eta_L(h) := \frac{15.4 \cdot n_I(h) \cdot d \cdot 3.281}{V_{\text{mean}_{\text{ft}}(h)}}$$

$$R_L(h) := \left[\frac{1}{\eta_L(h)} - \frac{1}{2 \cdot \eta_L(h)^2} \cdot \left(1 - e^{-2 \cdot \eta_L(h)} \right) \right]$$

$$R_{\text{ft}}(h) := \sqrt{\frac{1}{\zeta_s} \cdot R_n(h) \cdot R_B(h) \cdot R_{h_{\text{ft}}(h)} \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L(h))}$$

$$g_R(h) := \sqrt{2 \cdot \ln(3600 \cdot n_I(h))} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600 \cdot n_I(h))}}$$

Peak factor for
resonance response

$$G_{\text{ft}}(h) := \left[0.925 \cdot \left(\frac{1 + 1.7 \cdot I_{\text{ft}}(h) \cdot \sqrt{3.4^2 \cdot Q_{\text{ft}}(h)^2 + g_R(h)^2 \cdot R_{\text{ft}}(h)^2}}{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot I_{\text{ft}}(h)} \right) \right]$$

Gust factor

$$K_{ft} := \frac{1.65^{\frac{1}{9}}}{\left(\frac{1}{9} + \zeta + 1\right)} = 0.501 \qquad C_{fx} := 1.3$$

$$m_1(h) := \frac{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)}{\left(\frac{\text{slug}}{\text{ft}^3}\right)} \cdot m_d \cdot b \cdot 3.281 \cdot d \cdot 3.281 \cdot \frac{h \cdot 3.281}{3}$$

Modal mass
(yksikkö muunnettu
kg/m³ -> slugs/ft³)

$$\sigma_{xa}(h) := \left[\frac{0.85 \cdot \rho \cdot \frac{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)}{\left(\frac{\text{slug}}{\text{ft}^3}\right)} \cdot b \cdot 3.281 \cdot h \cdot 3.281 \cdot C_{fx} \cdot V_{\text{meanft}}(h)^2}{m_1(h)} \cdot I_{ft}(h) \cdot K_{ft} \cdot R_{ft}(h) \right]$$

RMS of along-wind response
(yksikkö muunnettu
kg/m³ -> slugs/ft³)

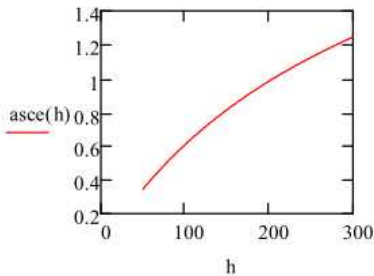
$$T_{asce} := 3600$$

$$g_{xa}(h) := \left(\sqrt{2 \ln(n_1(h) \cdot T_{asce})} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(n_1(h) \cdot T_{asce})}} \right)$$

Peak factor

$$asce(h) := \left[\left(g_{xa}(h) \cdot \sigma_{xa}(h) \right) \cdot 3.111 \right]$$

Yksikkö muunnettu
ft/s² -> % g:stä



Maksimisiirtymä:

$$asce_disp(h) := \frac{ft}{m} \cdot \left[\frac{K_R \cdot G_R(h) \cdot \rho \cdot \left(\frac{kg}{m^3} \right) \cdot b \cdot 3.281 \cdot h \cdot 3.281 \cdot C_{FX} \cdot V_{hat_R}(h)^2}{2 \cdot m_I(h) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_I(h))^2} \right]$$

Yksikkö muunnettu
ft -> m

ASCE ohjeissa ei ole esitetty tapoja poikittaisen värähtelyn arviointiin.

ASCE 7-05

Australian vanha standardi 1983

Lähteessä [3, s.137] on esitetty yksinkertainen Australian standardin menetelmä poikittaisen vasteen määrittämiseen. Kyseinen kaava ei kuitenkaan ole enää käytössä nykyisessä standardissa.

Australian standard (1983):

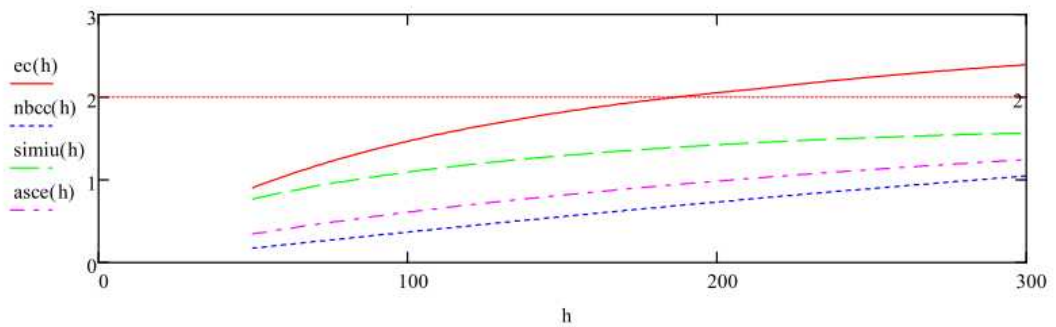
$$y_{rms}(h) := 0.00015 \cdot \frac{\rho}{m_d} \cdot \sqrt{\frac{b \cdot d}{\zeta_s}} \cdot \left(\frac{\frac{v_m(h)}{1.07}}{n_I(h) \cdot \sqrt{b \cdot d}} \right)^{3.5}$$

$$aus(h) := \left[4 \cdot (2 \pi n_I(h))^2 \cdot y_{rms}(h) \right]$$

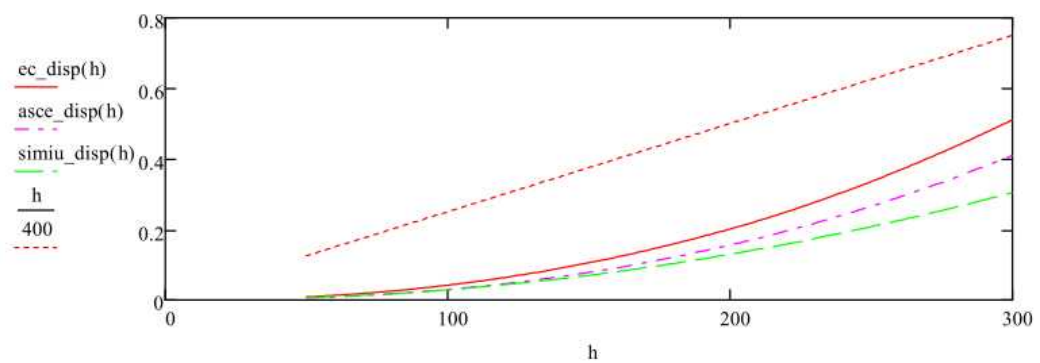
Australian vanha standardi 1983

9. Tuloksia

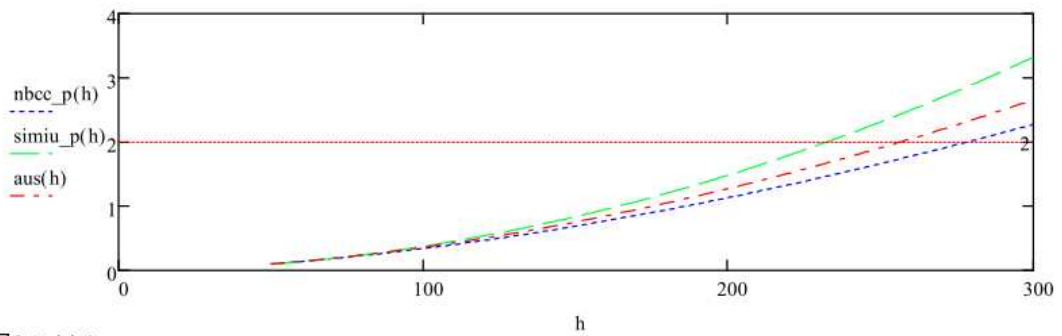
Tuulensuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



Tuulensuuntaiset maksimitaipumat huipulla [m]



Poikkisuuntainen kiihtyvyys rakennuksen huipulla
[% maan vetovoiman kiihtyvyydestä]



9. Tuloksia